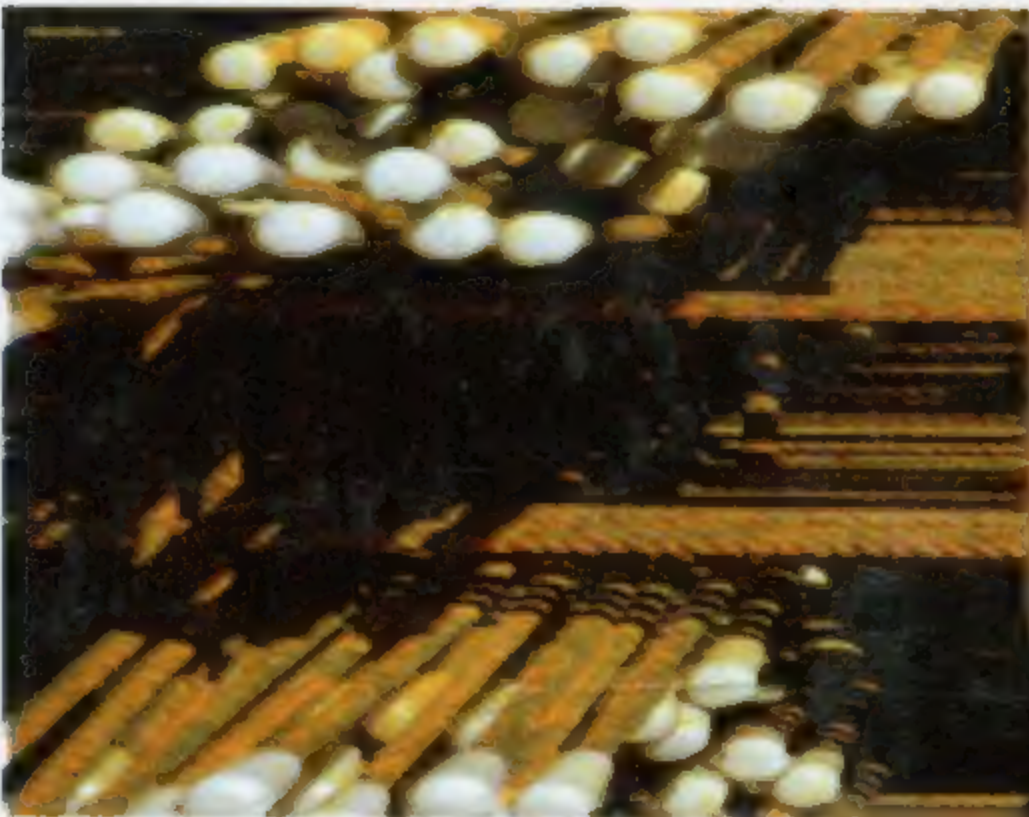


نصميم المباني والمنشآت الزراعية المباني الخرسانية المسلحة

الأستاذ الدكتور

عزت عبد المنعم محمود عبد الفخار



تصميم المباني والمنشآت الزراعية

١- المباني الخرسانة المسلحة

تصميم المباني والمنشآت الزراعية **Design of Agricultural Buildings and Constructions**

I - المباني الخرسانية المسلحة **I- Reinforced Concrete Farm Buildings**

إعداد

دكتور / عزت عبد المنعم محمود عبد الغفار

أستاذ متفرغ

تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية

قسم الهندسة الزراعية والأنظمة الحيوية

كلية الزراعة - جامعة الإسكندرية

2010

مكتبة بالاستاذ المعرفة

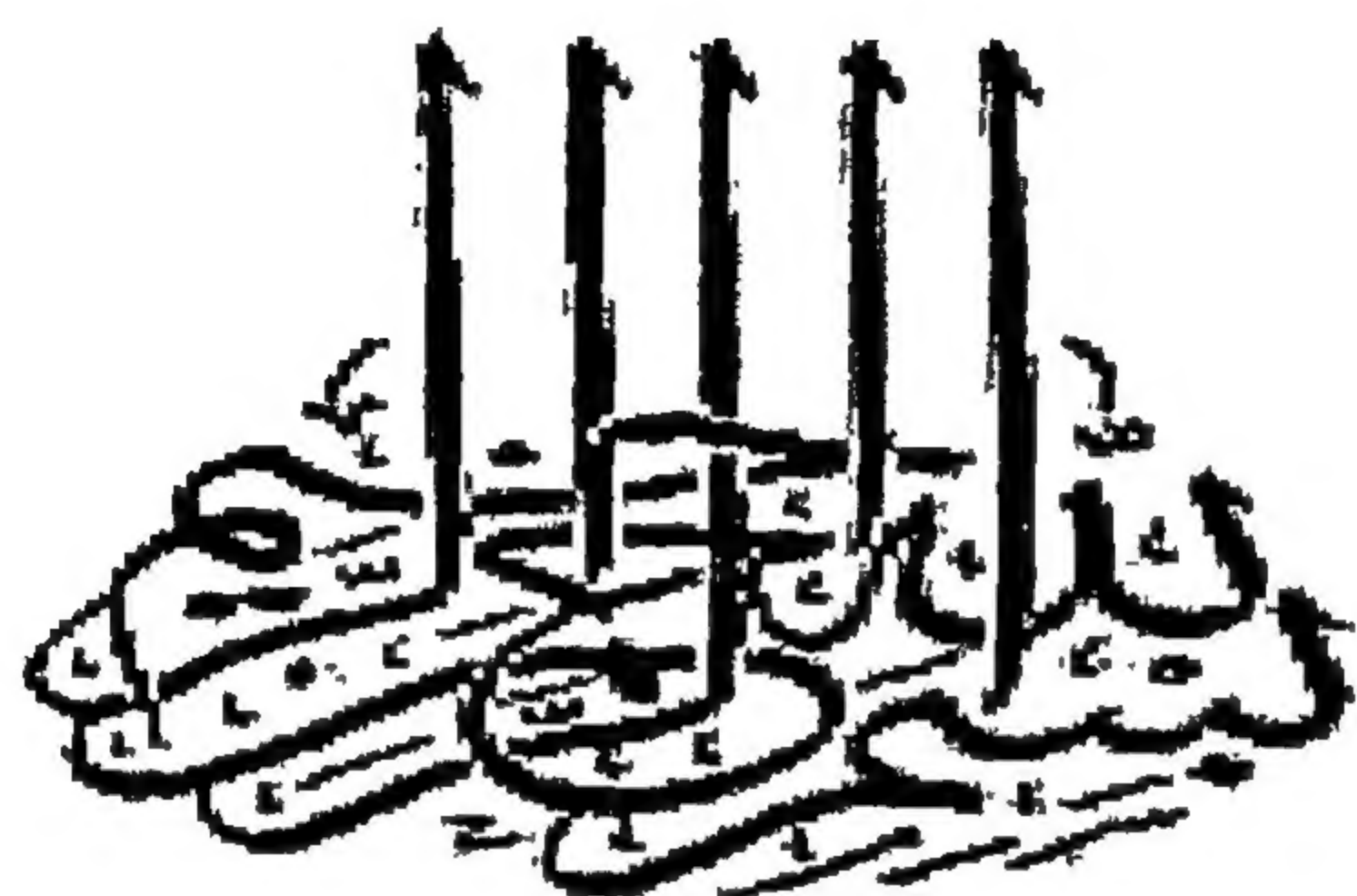
طباعة ونشر وتوزيع الكتب

٠١٢/١١٥١٢٣٧&٠٤٥/٢٢١١٤٩٥ : ٢

العنوان	تصميم المباني والمنشآت الزراعية (المباني الخرسانية المسلحة)
اسم المؤلف	د. عزت عبد المنعم عبد الغفار
رقم الإيداع	٢٠٠٩ /
الترقيم الدولي	- I.S.B.N. 977 - 393-
الطبعة	الأولى
الناشر	مكتبة بستان المعرفة
	كفر الدوار - الحدائق - ش سور المصنع - أمام أبراج الحلوانى ☎: ٠٤٥/٢٢١١٤٩٥ & الإسكندرية ٠١٢١١٥١٢٣٧ Email: bostan - elma3rafa @ yahoo.com

جميع حقوق الطبع محفوظة

ولا يجوز طبع أو نشر أو تصوير أو إنتاج هذا المصنف أو أى جزء منه بأية صورة من الصور بدون تصريح كتابى مسبق



الفرحة

إلى نور عيني، وحببية قلبي، والنسمة الجميلة
في حياتي، والابتسامة المشرقة في وجداني، وبراعة
الطفولة التي أنعم الله بها على عباده إلى حفيدتي
الغالية الطفلة نادين عمرو سمير كريمة ابنتي العزيزة
الطبيبة ولاء عزت عبد الغفار.

محتوى الكتاب

الصفحة	الموضوع	رقم الباب
1	تصميم الأعمدة القصيرة الخرسانية المسلحة والمعرضة لأحمال ضغوط محورية	الأول
38	تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة (الكمرات)	الثانى
66	تصميم القطاعات الخرسانية وحديد التسليح فى جانبى قوى الشّد والضغط	الثالث
88	تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة (الكمرات) على شكل T-Section	الرابع
115	توزيع جهود القص والشّد القطرى فى الكمرات	الخامس
143	تصميم الأرضيات (البلاطات) الخرسانية المسلحة	السادس
175	تصميم الأساسات الخرسانية المسلحة	السابع
	الملاحق	الثامن
195	الخرسانة المسلحة وأنواع حديد التسليح	ملحق (A)
217	تصنيف الأحمال والركائز والاتزان الإستاتيكي للمنشآت المختلفة	ملحق (B)
239	توزيع قوى القص وعزوم الانحناء للكمرات الخرسانية المختلفة	ملحق (C)
256	الكود المصرى لحساب الأحمال والقوى	ملحق (D)
267	نماذج من تخطيط المباني الزراعية	ملحق (E)
277	جداول الأحمال الزراعية ونظم توزيع حديد التسليح فى المباني	ملحق (F)
286	باللغة العربية	المراجع
288	باللغة الإنجليزية	

PREFACE

مقدمة

يعتبر مقرر تصميم المباني والمنشآت الزراعية الخرسانية والمعدنية من المقررات الأساسية في البرنامج التدريسي العام للهندسة الزراعية وفي التخصص الدقيق تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية حيث يشمل تصميم المنزل الريفي وحظائر الحيوانات المختلفة من ماشية اللبن واللحم والخيول والأغنام وكذلك الحضانات ومساكن الرعاية للدجاج وعنابر الدواجن لإنتاج اللحم أو البيض ومظلات الحيوانات الطليقة ومراكز حلب الأبقار ومباني حفظ وتبريد اللبن ومخازن الحبوب والخضر والفاكهة والأسمدة وسقيفة وورش الآلات الزراعية والجرارات ومنشآت أخرى من جمالونات وخزانات مياه ومباني إدارية وخدمات.

ويتطلب ذلك معرفة علمية أساسيات بتصميم المنشآت الخرسانية وعناصرها من كمرات وأعمدة وأساسات وبلاطات خرسانية وسملات وحديد التسليح ويتطلب أيضاً دراسة مبدئية عن نظرية الإنشاءات وتحليل الاجهادات واختبار المواد الداخلة في البناء والأنواع المختلفة من الخلطات الخرسانية وأنواع وتنظيم أسياخ حديد التسليح في عناصر المبنى لمقاومة جهود الشد والقص واجهادات الضغط والعزوم والانحناء.

لذلك كان من الضروري إعداد هذا المرجع في صورة مبسطة ومدمجة بأمثلة كثيرة في التصميم الخرساني المسلح لعناصر الأبنية المختلفة والتي تساعد المهندسين الزراعيين خريجي أقسام الهندسة الزراعية والأنظمة الحيوية Agricultural and Bio – System Engineering في مصر والعالم العربي في تصميم المباني والمنشآت الزراعية.

أ.د. عزت عبد المنعم عبد الغفار

استاذ تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية

الباب الأول

Working stress Design of Reinforced Concrete Short column Exposed to Axial Compression Loads in Elastic Behavior Zone

تصميم الأعمدة القصيرة الخرسانية المسلحة والمعرضة لأحمال ضغوط محورية

أولاً : تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة ذات الكانات المنفصلة:

Design of Reinforced Concrete Short Tied Column

شكل (1 - 1) يوضح الأعمدة الخرسانية المسلحة واتصالها بالكمرات والبلاطات الخرسانية أيضاً شكل (1 - 2) يوضح الأنواع المختلفة من الأعمدة الخرسانية المسلحة وتوزيع حديد التسليح الطولى ونوع الكانات المستخدمة (Tied and Sprial Columns) ويوضح شكل (1 - 3) القطاعات المختلفة فى تصميم الأعمدة الخرسانية ونظام توزيع حديد التسليح. شكل (1 - 4) يوضح قطاع عرضى فى عمود خرسانى مسلح ذو كانات منفصلة ومعرض لحمل محورى بحيث أن:

$$A_g = A_s + A_c \dots\dots\dots(1)$$

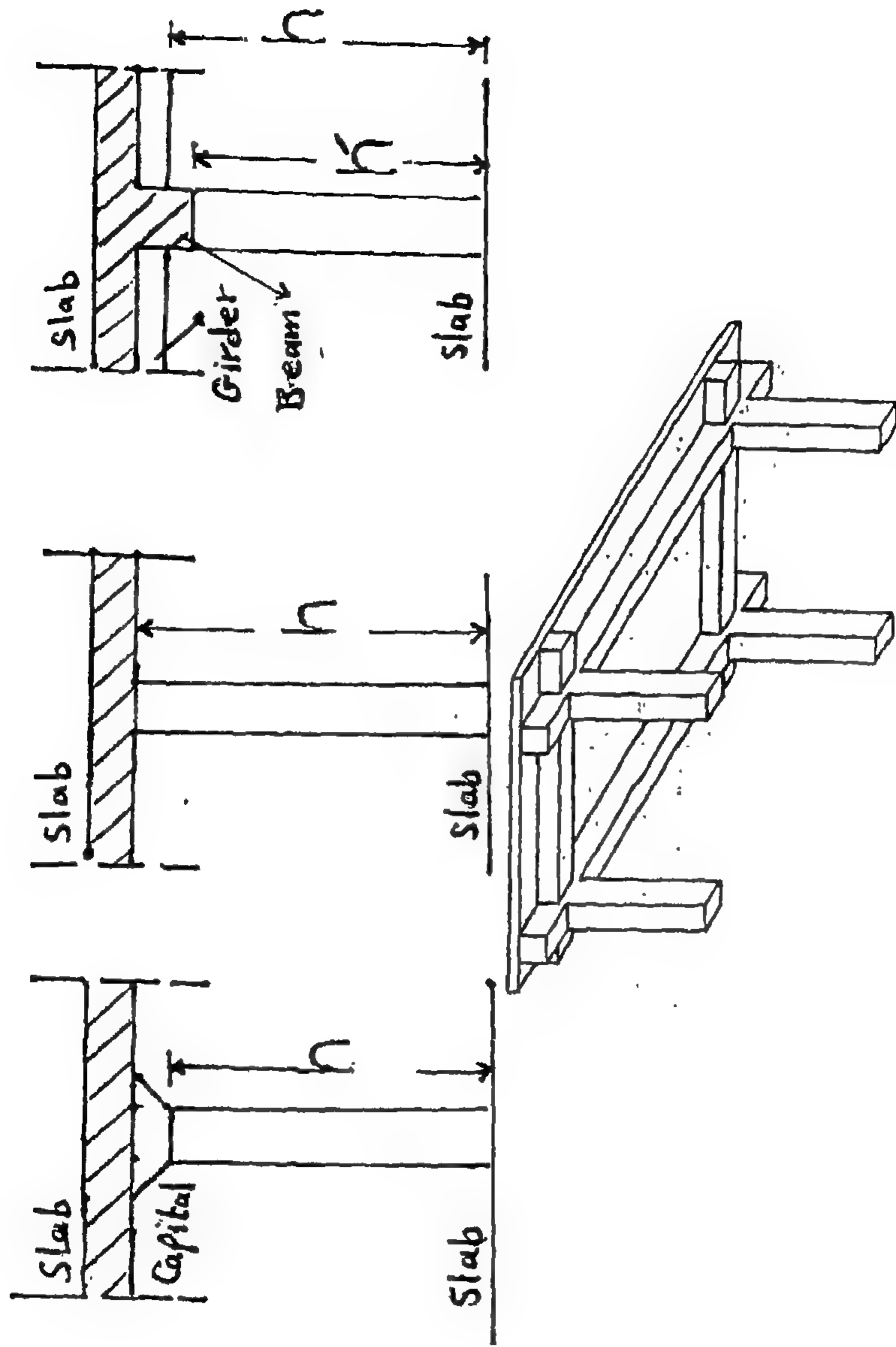
Where:

A_g Column cross section gross area, m^2

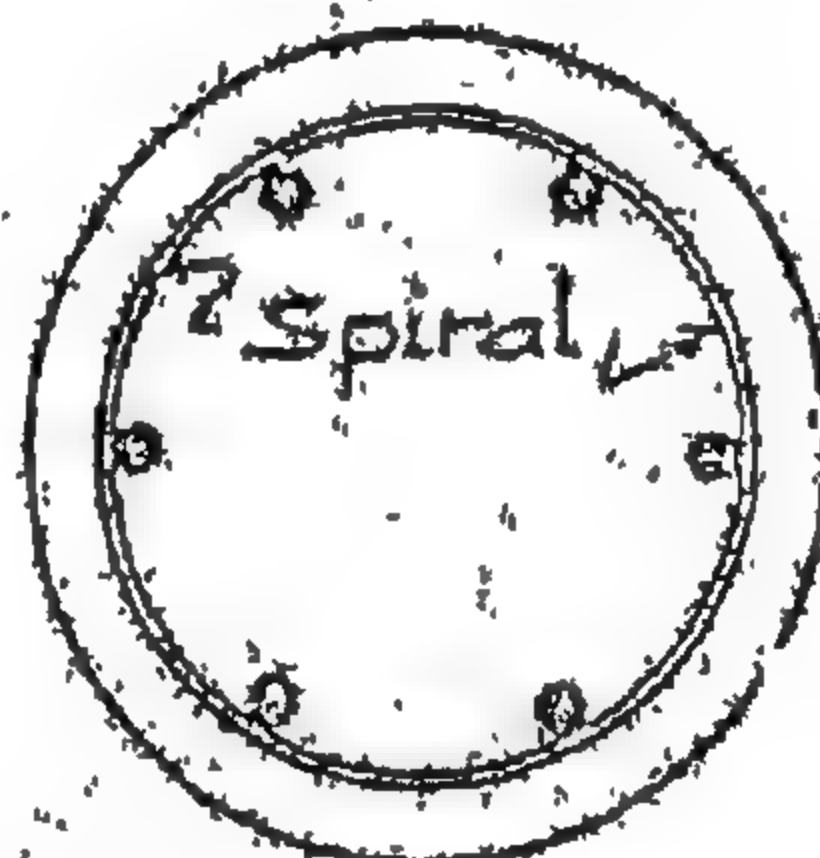
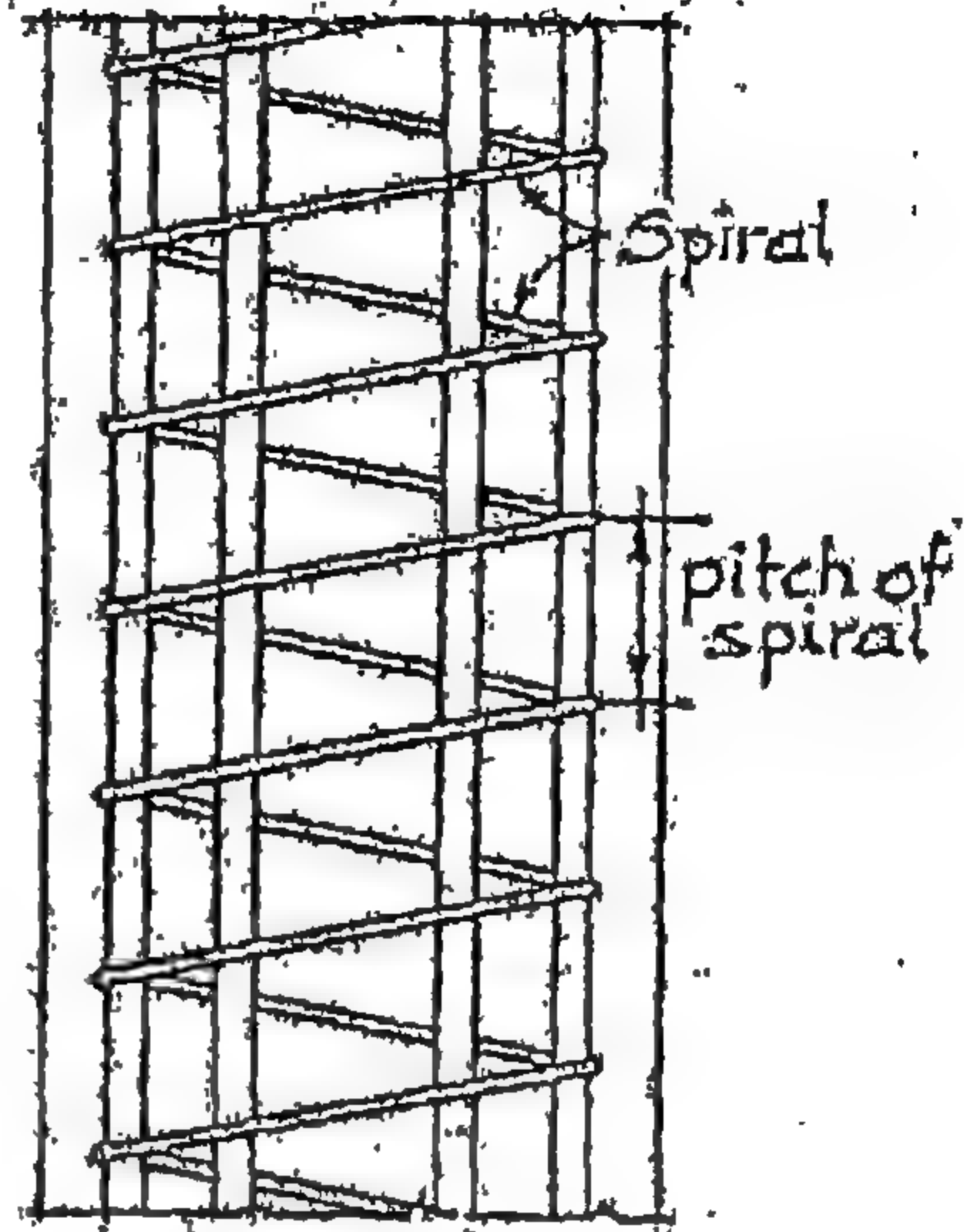
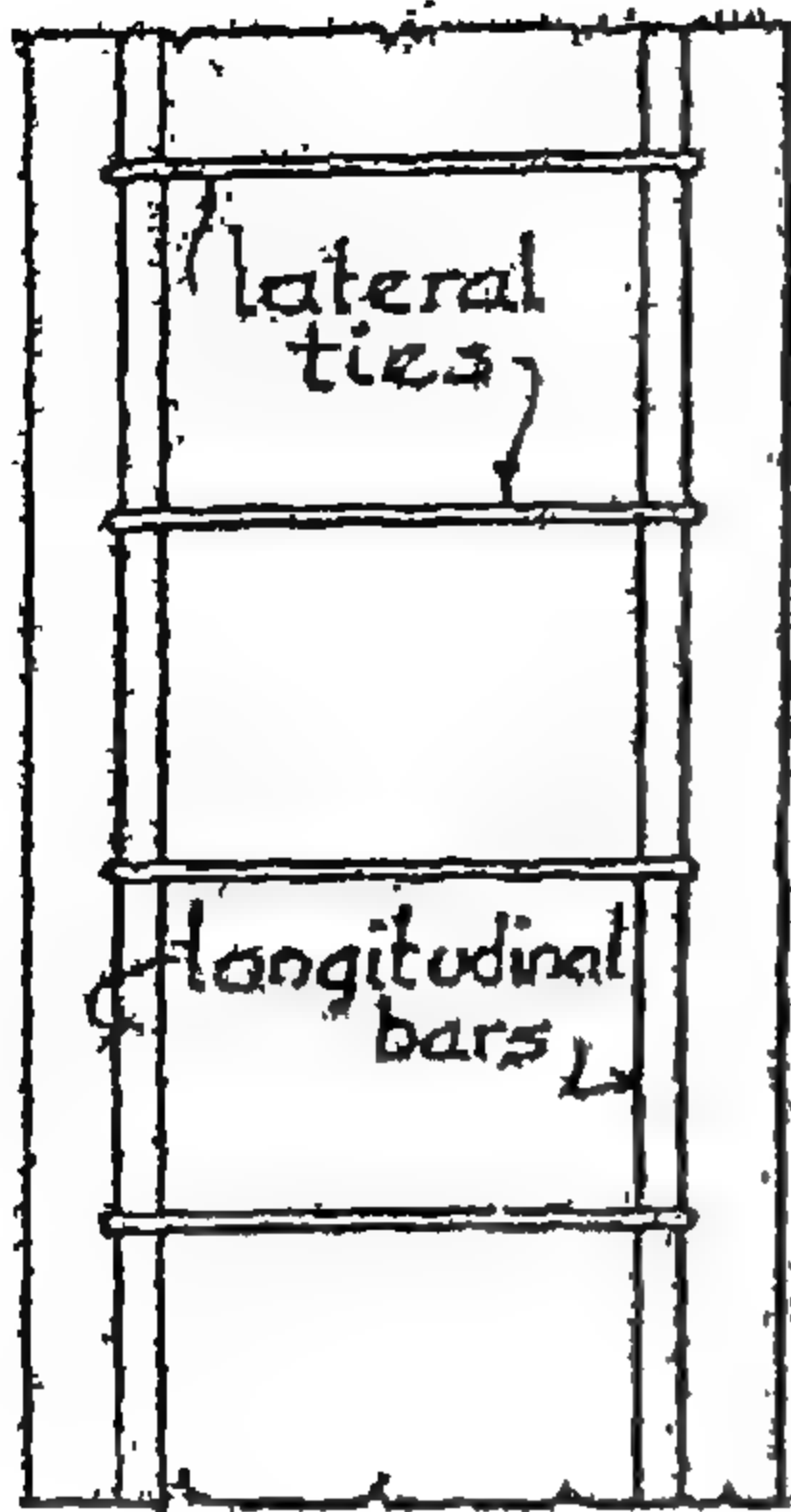
A_s Area of reinforcing bars, m^2 .

A_c Net area of concrete, m^2

$$P_{safe} = P_s + P_c \dots\dots\dots(2)$$



شكل (1 - 1) الأعمدة الخرسانية المسلحة واتصالها
بالأسقف الخرسانية والكمرات

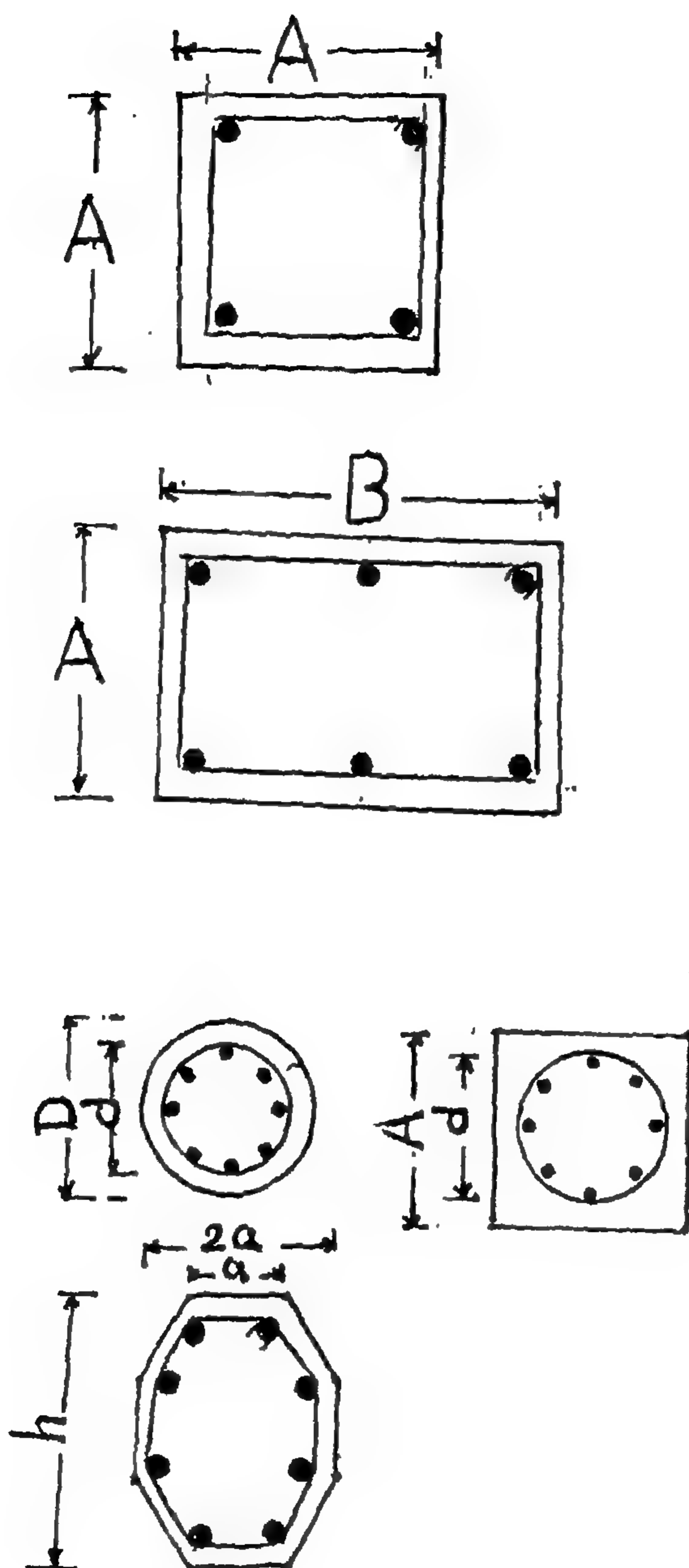


(a) TIED COLUMN

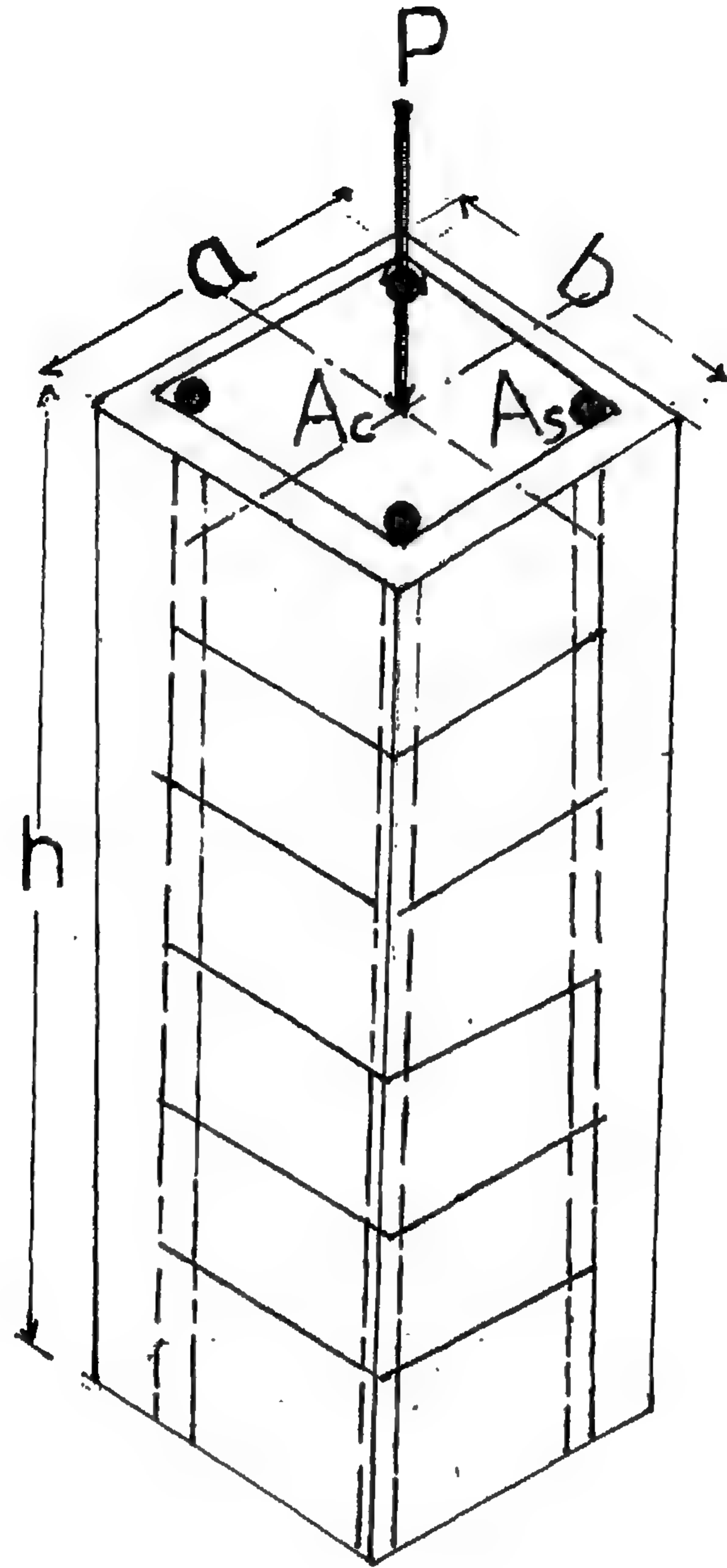
(b) SPIRAL COLUMN

شكل (1 - 2) الأنواع المختلفة من الأعمدة الخرسانية

وتوزيع حديد التسليح الطولي للكانات



شكل (1 - 3) مقاطع مختلفة في تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة



شكل (1 - 4) يوضح تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة
ذات الكانات المنفصلة

Where:

P_s Resistivity of cross section area of steel bars to the axial load

P_c Resistivity of cross section area of the concrete to the axial load

P_{safe} Safety axial load

Also,

$$P_s = A_s f_s \dots\dots\dots (3)$$

$$P_c = A_c f_c \dots\dots\dots (4)$$

بالتعويض فى المعادلة رقم (2):

$$P_{safe} = A_s f_s + A_c f_c \dots\dots\dots (5)$$

Where:

f_c Allowable stress in concrete, kg/ cm²

f_s Allowable stress in reinforcement, kg/ cm²

But the compression strain in the concrete ϵ_c is equal to the compression strain in the steel, ϵ_s at any given load.

Consequently:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \quad \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \dots\dots\dots (6)$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s \dots\dots\dots (7)$$

So,

$$\therefore \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s}$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \dots\dots\dots (9)$$

وهذا يوضح العلاقة بين جهد حديد التسليح وجهد الخرسانة
بالتعويض في المعادلة رقم (5)

$$\begin{aligned} P_{safe} &= A_s (n f_c) + A_c f_c \\ &= f_c (A_c + n A_s) \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

Where:

n the modular ratio

$(A_c + n A_s)$ the equivalent cross section of concrete area
and is equal to:

$$A_c + n A_s = \frac{P_{safe}}{f_c} \dots\dots\dots (11)$$

$$A_g = A_c + A_s \quad \text{وحيث أن:}$$

$$A_c = A_g - A_s$$

بالتعويض في المعادلة رقم (10)

$$\begin{aligned} P_{\text{safe}} &= f_c [(A_g - A_s) + n A_s] \\ &= f_c (A_g - A_s + n A_s) \\ &= f_c [A_g + (n - 1) A_s] \dots\dots\dots(13) \end{aligned}$$

بضرب المعادلة رقم (13) في $\frac{A_g}{A_g}$

$$\begin{aligned} P_{\text{safe}} &= f_c \frac{A_g}{A_g} [A_g + (n - 1) A_s] \\ &= f_c \frac{A_g}{A_g} A_g \left[1 + (n - 1) \frac{A_s}{A_g} \right] \\ &= f_c A_g [1 + (n - 1) \mu] \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

Where:

$$\mu = \frac{A_s}{A_g}$$

حيث إن μ نسبة مساحة حديد التسليح الطولى إلى مساحة المقطع الكلى للعمود

وحيث أن E_s لأنواع حديد التسليح ثابتة وتساوى 2100 Ton/cm^2 ، ولكن E_c تتغير كدالة لنوع الخرسانة.

١- فى الخرسانة العادية والتى مقاومتها $160-250 \text{ kg/cm}^2$ نجد أن E_c تساوى 140 Ton/cm^2 ، $n = 15$

٢- فى الخرسانة عالية المقاومة والتي مقاومتها اكبر من

$$250 \text{ kg/cm}^2 \text{ نجد أن } E_c \text{ تساوى } 210 \text{ Ton/cm}^2, n = 10$$

ويوضح شكل (1 - 5) مساحة مقطع العمود الخرساني المكافئ.

قواعد تصميم الأعمدة الخرسانية القصيرة العادية:

الآتى بعض مواصفات الكود المصرى فى تصميم الأعمدة الخرسانية

القصيرة المسلحة:

١- نسبة مساحة حديد التسليح إلى مساحة مقطع العمود الخرساني المسلح

$$\frac{A_s}{A_g} = 0.8\%, \mu = 0.8\% \text{ أى أن } \frac{A_s}{A_g} = 0.8\%$$

٢- أقل ضلع طولى فى مقطع العمود هو 20 cm وأقل قطر حديد

تسليح 13 ϕ .

٣- يجب أن تحتوى أركان العمود فى مقطعة على أسياخ تسليح.

٤- يجب ربط أسياخ حديد التسليح بواسطة كانات فى اتجاهين

على الأقل.

٥- يجب ألا يزيد المسافة بين الكانات عن:

أ- 15 مرة قطر أصغر سيخ طولى (15ϕ).

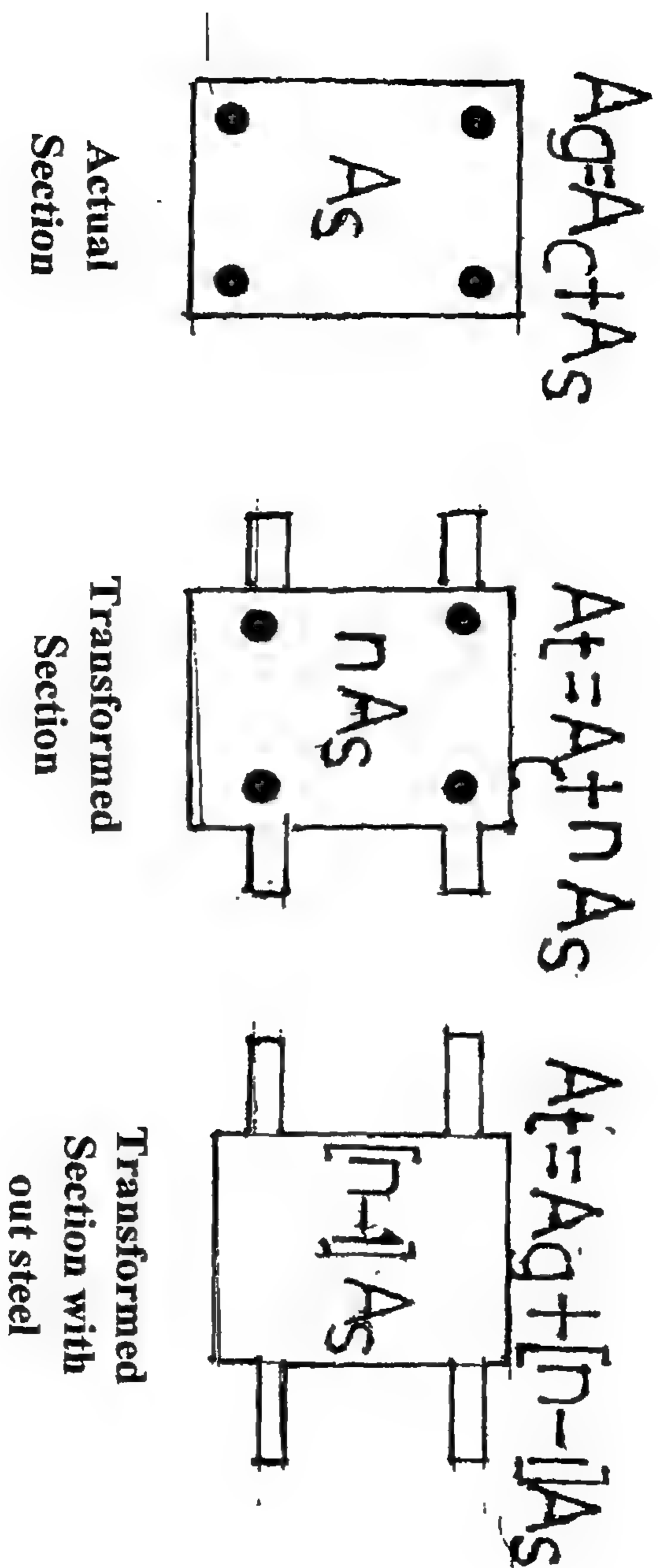
ب- عرض العمود.

ج- 25 cm

٦- يجب ألا يقل قطر الكانات عن:

أ- ربع قطر أكبر سيخ طولى $\frac{1}{4}\phi$

ب- 6 mm



شكل (5 - 1) يوضح مساحة مقطع العمود الخرساني المكافئ

- ٧- يجب ألا يزيد نسبة حديد التسليح الطولى للعمود عن 3% .
- ٨- يجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ حديد التسليح الطويلة عن 30 cm.
- ٩- تعريف الأعمدة القصيرة Short column هى الأعمدة التى تكون
 آمنة من حيث الانبعاج الجانبى (Buckling) $h / b \leq 15$.
- h :** الطول الغير مثبت من العمود أى الطول الممنوع من الانبعاج الجانبى.
- b :** اقصر طول فى القطاع العرضى للعمود.
- ويكون العمود الدائرى قصير إذا كان $\frac{h}{D} \leq 15$ حيث D قطر العمود الدائرى.
- ١٠- تعريف الأعمدة الطويلة Long column هى الأعمدة التى تكون
 غير آمنة من حيث الانبعاج الجانبى.
 $h / b > 15$
- ١١- وظيفة الكانات:
- أ- تثبيت الكانات لحديد التسليح الطولى فى مواضعها قبل صب الخرسانة.
- ب- منع الأسياخ الطولية من الانبعاج الجانبى وزيادة مقدرتها على حمل الأحمال الرأسية
- ج- تساعد على زيادة مقاومة العمود لأنها تمنع التمدد الجانبى.
- ١٢- حديد التسليح المستخدم من الصلب عالى المقاومة ٥٢/٣٦

The Tied columns have the following specifications:

- a. Longitudinal bars.
- b. Separate lateral ties.
- c. Minimum number of bars is four.

١٣- يجب العناية بصب ودمك الخرسانة آليا وتكثيفها لأقصى درجة ممكنة ومعالجة الاسطح الخرسانية لمدة لا تقل عن عشرة أيام.

١٤- يجب إتباع كافة الاحتياطات والتوصيات الواردة بالكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت من المباني والخرسانة المسلحة لسنة ١٩٩٦ م والكود المصرى لحساب الأحمال الصادر سنة ١٩٩٣ م.

١٥- يتكون ١ م^٣ خرسانة مسلحة للأعمدة من النسب الآتية:
٠,٨ م^٣ زلط + ٠,٤ م^٣ رمل + ٣٥٠ كجم اسمنت بورتلاندى عادى + مياه.

١٦- الغطاء الخرسانى لحديد تسليح الاعمدة لا يزيد عن ٣ سم.
١٧- يجب استخدام الخلطات والهزات الميكانيكية فى خلط وصب الخرسانة المسلحة.

١٨- يراعى دهان الجوانب الرأسية للخرسانة العادية الملاصقة للتربة بثلاثة أوجه بيتومين ساخن وتغطيتها بالخيش المقطرن وكسوتها بنصف طرية

١٩- المياه المستعملة فى خلط الخرسانة أو معالجتها يجب إن تكون مياه صالحة للشرب وخالية من الزيوت والشحومات والقلويات والأحماض والمواد العضوية كذلك تكون خالية من الأملاح الضارة بحديد التسليح أو الخرسانة وتكون مطابقة لما حدده الكود المصرى لأعمال الخرسانة.

تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة ذات الكانات الحلزونية
Design a concrete reinforcement spiral short column

شكل (1 - 6) يوضح عمود خرسانة مسلح ذات كانات حلزونية حيث أن مساحة قلب القطاع section area core بالكانات A_{co} ومساحة حديد التسليح الطولى للعمود A_s والعمود معرض لأحمال رأسية فى المركز ، وإذا فرضنا أن الخرسانة وحديد التسليح الطولى يقاوم هذه الأحمال فإن:

$$P_{safe} = P_c + P_s + P_{ss}$$

Where:

P_c Load carried by core section area of concrete, ton or kgs

P_s Load carried by longitudinal steel bars

P_{ss} Additional contribution load carried by the spiral stirrups

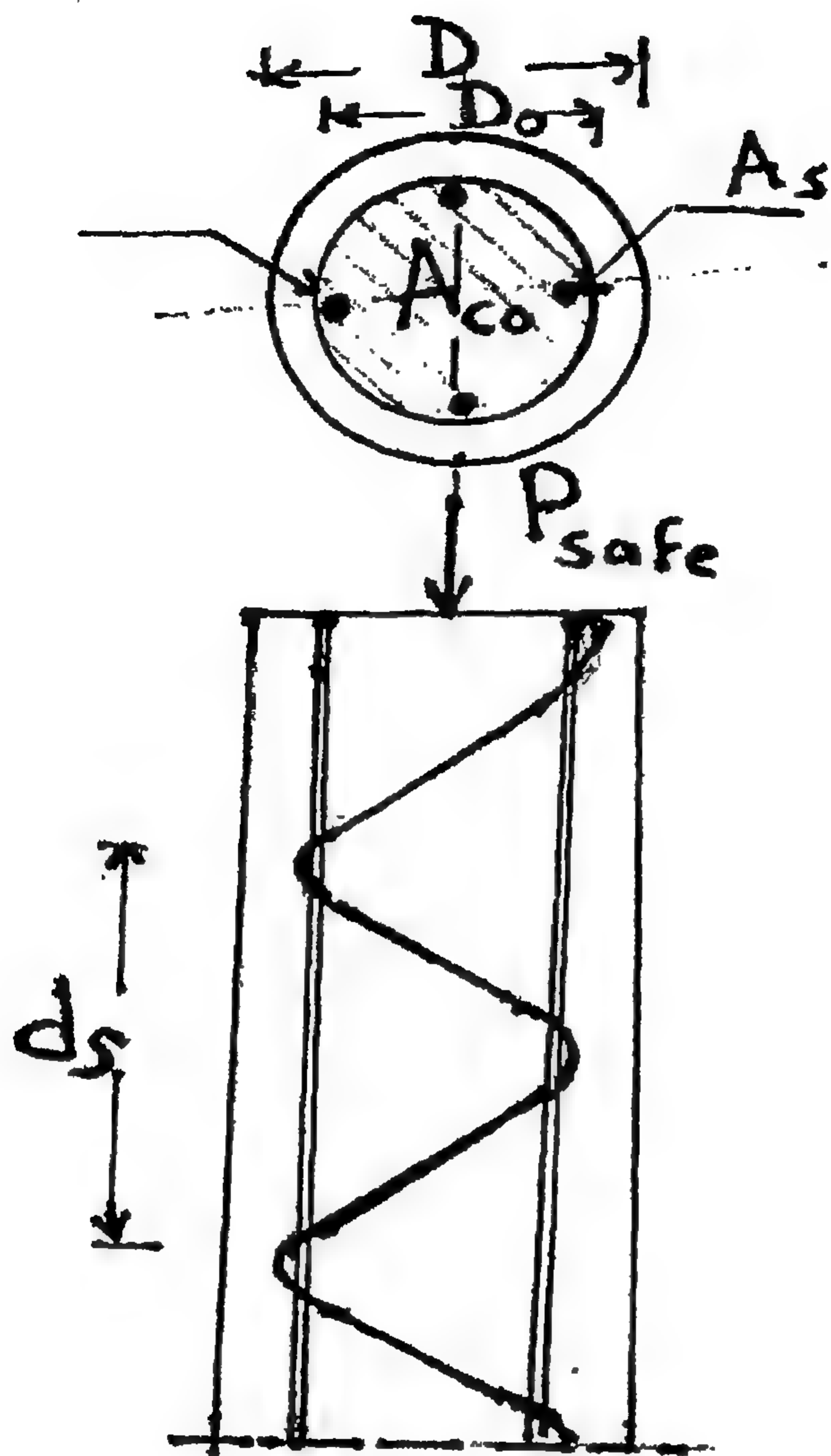
P_{Safe} Load resistanc

Hence,

$$P_c = f_c A_{co}$$

$$P_s = f_s A_s$$

$$P_{ss} = \frac{n}{2 V_{pr}} f_c A'_s = \frac{15}{2(0.2)} f_c A'_s = 37.5 f_c A'_s$$



شكل (1 - 6) تصميم عمود خرساني مسلح

ذو كانات حلزونية Spiral Stirrup

Where:

V_{pr} Is piosson's ratio

$$V_{pr} = \frac{\text{lateral stresses}}{\text{Axial stresse}} = 0.2 \quad \text{من الكود المصرى}$$

بالتعويض معادلات (2) ، (3) ، (4) فى معادلة رقم (1):

$$P_{safe} = f_C A_{co} + f_S A_S + 37.5 f_C A'_S \dots\dots\dots(5)$$

Where:

A'_S Spiral volume per unit length of column

$$A'_S = \frac{\pi D_o}{d_s} A_{s\phi} \dots\dots\dots(6)$$

Where:

$A_{s\phi}$ Spiral cross section area of steel

d_s pitch length of spiral stirrup

وحيث أن :

$$f_S = \frac{E_S}{E_C} f_C = n f_C \dots\dots\dots(7)$$

$$\begin{aligned} P_{safe} &= f_C A_{co} + n f_C A_S + 37.5 f_C A'_S \\ &= f_C [A_{co} + n A_S + 37.5 A'_S] \\ &= f_C A_{co} \left[1 + n \frac{A_S}{A_{co}} + 37.5 \frac{A'_S}{A_{co}} \right] \\ &= f_C A_{co} [1 + n \mu + 37.5 \mu'] \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

Where,

$$\mu = \frac{A_s}{A_{co}} \quad \text{and} \quad \mu' = \frac{A'_s}{A_{co}}$$

واللحصول على أمان كافى لمنع حدوث كسور أو سقوط الأعمدة ذات الكانات الحلزونية (التسليح العرضى الفعال) وضع الكانات الحلزونية على مسافات تجعلها تحمل جزء من الأحمال الرأسية لتحقيق حمل الأمان يجب تطبيق الشروط الآتية:

$$1) \quad P_{safe} < 2 f_c [A_{co} + n A_s] \dots\dots\dots (9)$$

$$2) \quad A'_s \leq 3 A_s \dots\dots\dots (10)$$

أيضا يوصى بأن أقل جهد للخرسانة Cube strength of concrete بعد مرور 28 days $(f_c = 225 \text{ kgs/cm}^2)$

فى حالة الخرسانة الأقل جهدا لكسر المكعب تستخدم المعادلة الآتية:

$$P_{safe} = A_c f_c (1 + 15 \mu)$$

Where:

A_c Area of column cross section without considering reinforcement.

$$\mu = \frac{A_s}{A_g}, \quad A_g = A_c + A_s$$

A_g Total gross area of cross short column

قواعد على تصميم الأعمدة ذات الكانات الحلزونية:

- ١- يجب أن تكون الكانات الحلزونية على شكل دائري.
- ٢- أكبر خطوة للكانات الحلزونية لا يزيد عن 8 cm ولا يقل 3cm
- ٣- يجب ألا يقل مقاومة الخرسانة المسموح به في الضغط المحوري $F_{C28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ ويمثل إجهاد الكسر لمكعب الخرسانة بعد ٢٨ يوما.
- ٤- يجب ألا تزيد نسبة التسليح العرضي إلى التسليح الطولي عن 3
أي أن:

$$A_s / A'_s < 3$$

$$A_s < 3 A'_s$$

$$\bar{\mu} > 3 \mu$$

- ٥- أقل عدد من الأسياخ المستخدمة هو 6 أسياخ في العمود.

- ٦- يفضل أن تكون خطوة الكانة في حدود $\frac{D_o}{5}$.

تحليل القوى على عمود خرساني مسلح ذات كانات حلزونية

Force Analysis on a Concrete Reinforcement Spiral Column

شكل (1 - 7) يوضح تحليل القوى على عمود خرساني مسلح ذو كانات حلزونية.

Assume that the stress in the axial direction resisted by the effect of spiral hoops, hence the poisson's ratio, V_{pr} , is

$$V_{pr} = \frac{f_{LS}}{f'_{AS}} = \frac{\text{lateral stress}}{\text{Axial stress}} \dots\dots\dots (1)$$

Where:

V_{pr} is the poisson's ratio

$$f_{LS} = V_{pr} f'_{AS} \dots\dots\dots (2)$$

Tensile force in the spiral (T)

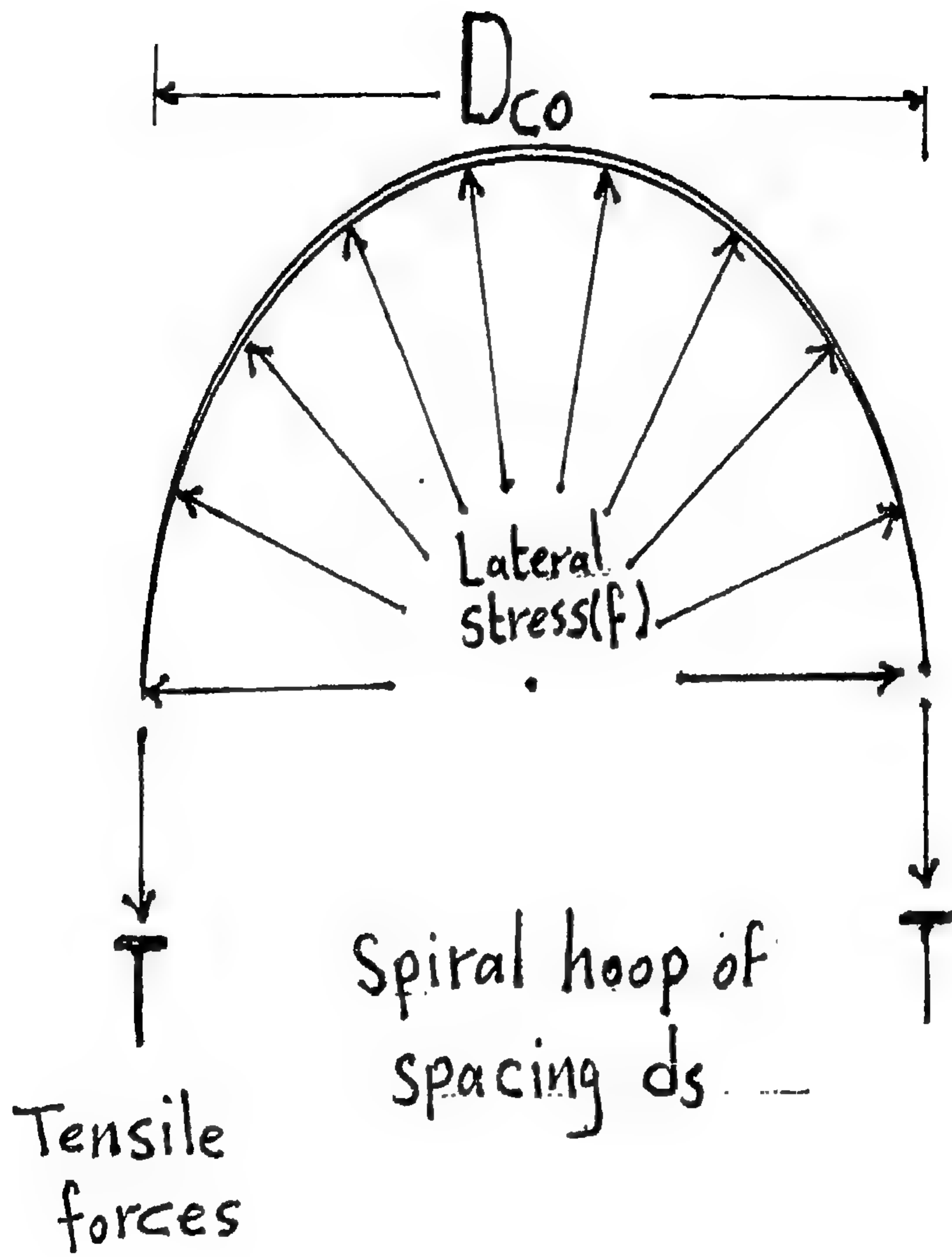
$$T = \frac{1}{2} f_{LS} D_{co} d_s \dots\dots\dots (3)$$

Where:

D_{co} Diameter of the column core, cm

d_s Pitch of spiral reinforcement, cm

f_{LS} lateral stress, Kg/cm²



شكل (1 - 7) يوضح تحليل القوى على عمود خرساني ذو كانات حلزونية

Hence:

$$T = f_{ss} \cdot A_{ss} \dots\dots\dots(4)$$

Where:

f_{ss} is the tensile stress in spiral stirrups

A_{ss} is the cross sectional area of spiral

بتساوى المعادلتين (3) , (4):

$$f_{ss} A_{ss} = \frac{1}{2} f_{LS} D_{co} d_s \dots\dots\dots(5)$$

وحيث أن:

$$f_{LS} = V_{pr} f_{AS}$$

$$f_{ss} A_{ss} = \frac{1}{2} V f'_{As} D_{co} d_s \dots\dots\dots(6)$$

$$f'_{As} = \left(\frac{2}{V_{pr}} \right) \left(\frac{A_{ss} f_{ss}}{D_{co} d_s} \right) \dots\dots\dots(7)$$

بضرب البسط والمقام A_{co} Area of concrete core, حيث أن

$$A_{co} = \frac{\pi D_{co}^2}{4} \dots\dots\dots(8)$$

$$f'_{As} = \left(\frac{2}{V_{pr}} \right) \left(\frac{A_{ss} f_{ss}}{D_{co} d_s} \right) \left(\frac{A_{co}}{A_{co}} \right)$$

$$f'_{As} = \left(\frac{2}{V_{pr}} \right) \left(\frac{A_{ss} f_{ss}}{D_{co} d_s} \right) \left(\frac{\frac{\pi D_{co}^2}{4}}{\frac{\pi D_{co}^2}{4}} \right)$$

$$= \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \cdot \frac{\pi D_{co}^2 f_{ss}}{D_{co} \cdot d_s} \cdot \frac{1}{\frac{\pi}{4} D_{co}^2} \dots\dots\dots(9)$$

$$= \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \cdot \frac{\pi D_{co} f_{ss}}{d_s} \cdot \frac{1}{\frac{\pi}{4} D_{co}^2} \dots\dots\dots(10)$$

وحيث أن:

$$A'_s = \frac{\pi D_{co} F_{ss}}{d_s}$$

$$A'_s = \frac{\pi D_{co} F_{ss}}{d_s} = \text{volume of spiral reinforcement per unit pitch length}$$

وأيضا:

$$A_{co} = \frac{\pi}{4} D_{co}^2$$

إذن وبالتالي:

$$f'_{AS} = \left(\frac{F_{ss}}{2 V_{pr}} \right) (A'_s) \left(\frac{1}{A_{co}} \right) \dots\dots\dots(11)$$

$$\text{let } \mu' = \frac{A'_s}{A_{co}} \dots\dots\dots(12)$$

Where:

A_{co} is the core area of concrete

A'_s is the area of spiral steel

A_{ss} is the cross sectional area of spiral

So,

$$f_{AS} = \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \mu' \dots\dots\dots(13)$$

وحيث ان:

$$\begin{aligned} P_{ss} &= \bar{f}_{AS} A_{co} \\ &= \left(\frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \mu' \right) A_{co} \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

Finally, the safe load, P_{safe} ,

$$P_{safe} = P_{co} + P_s + P_{ss} \dots\dots\dots(15)$$

$$\begin{aligned} P_{safe} &= f_c A_{co} + f_s A_s + \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \mu' A_{co} \\ &= f_c A_{co} + n f_s A_s + \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \mu' A_{co} \\ &= A_{co} \left[f_c + n f_c \frac{A_s}{A_{co}} + \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \mu' \right] \\ &= A_{co} \left[f_c \left(1 + n \frac{A_s}{A_{co}} \right) + \frac{f_{ss}}{2 V_{pr}} \mu' \right] \dots\dots\dots(16) \end{aligned}$$

The Egyptian code gives:

$$\begin{aligned} V_{pr} &= 0.2 \quad , \quad n = 15 \quad \text{and} \quad f_{ss} = f_s = n f_c \\ & \quad , \quad \mu = \frac{A_s}{A_{co}} \end{aligned}$$

$$P_{\text{safe}} = A_{\text{co}} \left[f_c (1 + n \mu) + \frac{n f_c}{2(0.2)} \mu' \right] \dots\dots\dots (17)$$

$$= A_{\text{co}} \cdot f_c \left[1 + n \mu + \frac{n}{2(0.2)} \mu' \right]$$

وحيث أن:

$$n = 15$$

$$= A_{\text{co}} \cdot f_c \left[1 + 15 \mu + \frac{15}{2(0.2)} \mu' \right]$$

$$= f_c A_{\text{co}} [1 + 15 \mu + 37.5 \mu']$$

$$P_{\text{safe}} = f_c A_{\text{co}} [1 + n \mu + n' \mu'] \dots\dots\dots (18)$$

Where:

$$\mu = \frac{A_s}{A_{\text{co}}}$$

$$\mu' = \frac{A'_s}{A_{\text{co}}}$$

$$n = 15 \quad , \quad n' = 37.5$$

Example (1):

Design a reinforced concrete column, which is carrying axial load of 80 tons.

Solution:

Design a square concrete reinforcement column

Specification:

$$F_{c28} = 180 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_s = 1400 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_c = 50 \text{ kg / cm}^2$$

$$\mu = 0.8\%$$

$$P_{\text{safe}} = F_c A_g (1 + (n - 1) \mu)$$

$$80 \times 1000 = 50 A_g \left(1 + (15 - 1) \left(\frac{0.8}{100} \right) \right)$$

$$A_g = 1428.57 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 37.79 \times 37.79$$

Make it:

$$A_g = 40 \times 40 \text{ cm}$$

But:

$$\mu = \frac{A_s}{A_g}$$

$$A_s = \mu A_g = \frac{0.8}{100} \times 1428.57 = 11.428 \text{ cm}^2$$

بجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ التسليح الطويلة عن 30 cm

∴ Number of bars = 8

$$\text{Area of a bar} = \frac{11.428}{8} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\therefore 4 \phi 13 + 4 \phi 16 &= 4(1.32) + 4(2.01) \\ &= 13.1 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

إيجاد المسافة بين الكانات:

تصميم الكانات يجب ألا تزيد المسافة بين الكانات عن:

أ- 15 مرة قطر أصغر سبيخ طولى

$$s = 15 (1.32) = 19.5 \text{ cm}$$

ب- عرض العمود

$$s = 40 \text{ cm}$$

ج- 25 cm

$$s = 25 \text{ cm}$$

So,

$$s = 19.5 \text{ cm}$$

تحديد قطر الكانة:

لا يقل قطر الكانة عن:

أ- ربع قطر أكبر تسليح طولى.

$$\phi = \frac{1}{4} (16) = 4 \text{ mm}$$

ب- 6 mm

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

So,

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

Design a rectangular concrete reinforcement column:

$$A_g = 1428.57 \text{ cm}^2$$

Assume column width = 22 cm

(أقل عرض للعمود هو 20 cm)

$$\text{lenght} = \frac{1428.57}{22} = 64.93 \cong 65 \text{ cm}$$

$$\mu = A_s / A_g$$

$$A_s = \mu A_g = \frac{0.8}{100} (1428.57) = 11.428 \text{ cm}^2$$

Select:

$$6 \phi \text{ 1 mm}$$

$$A_s = 6(2.01) = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$s = 6(16) = 9.6 \text{ cm}$$

$$s = 22 \text{ cm}$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$\therefore s = 9.6 \text{ cm}$$

$$\phi_s = \frac{1}{4}(16) = 4 \text{ mm}$$

الكود المصرى

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_s = 6 \text{ mm}$$

Design a circular concrete reinforcement column

$$A_g = 1428.57 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{1428.57 \times 4}{\pi}} = 42.658 \text{ cm} \cong 45 \text{ cm}$$

$$A'_g = \frac{\pi}{4} (45)^2 = 1590.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mu A_g$$

$$= \frac{0.8}{100} (1428.57) = 11.428 \text{ cm}^2$$

Select:

$$6\phi 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = 6 (2.01) = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$s = 6 (16) = 9.6 \text{ cm}$$

$$s = 45 \text{ cm}$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$\boxed{s = 9.6 \text{ cm}}$$

$$\phi_s = \frac{1}{4} (16) = 4 \text{ mm}$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_s = 6 \text{ mm}$$

الكود المصرى

Example (2):

أوجد أقصى حمل ممكن أن يتحمله عمود خرسانة مسلح دائري تحت
المواصفات الآتية:

- ١- عدد أسياخ التسليح الطويلة. $8 \phi 16$
- ٢- قطر أسياخ الكانات الحزونية $\phi 10$.
- ٣- طول الخطوة بين الكانات الحزونية 5cm.
- ٤- جهد تحمل حديد التسليح $f_s = 1400 \text{ kg / cm}^2$.
- ٥- جهد تحمل الخرسانة $f_c = 60 \text{ kg / cm}^2$.

Solution:

$$D = 40 \text{ cm}$$

$$D_o = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$P_{\text{safe}} = f_c A_{co} [1 + n\mu + 37.5 \mu']$$

$$\mu = \frac{A_s}{A_{co}}$$

$$\mu' = \frac{A_s}{A_{co}}$$

$$A_{co} = \frac{\pi D_o^2}{4} = \frac{\pi (35)^2}{4} = 962.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 (2.01) = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{A_{co}} = \frac{16.08}{962.1} = 0.01671$$

$$A'_s = \frac{\pi D_o}{d_s} A_{ss}$$

$$A_{ss} = \frac{\pi}{4} \phi_{ss}^2 = \frac{\pi}{4} (1)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{\pi}{5} (35) (0.785) = 17.26 \text{ cm}^2$$

$$\mu' = A'_s / A_{co} = 17.56 / 962.1 = 0.0179$$

$$\begin{aligned} P_{safe} &= 60 (962.1) [1 + 15 (0.01671) + 37.5 (0.0179)] \\ &= 111030 \text{ kg} \\ &= 111.030 \text{ Tons} \end{aligned}$$

يجب أن يتحقق الشرطين الآتيين:

$$A'_s \leq 3 A_s$$

$$17.26 \text{ cm}^2 < 3 (16.08) \dots\dots\dots\text{ok}$$

$$P_{safe} < 2 F_c [A_{co} + n A_s]$$

$$\begin{aligned} P_{safe \text{ check}} &= 2 (60) [962.1 + 15 (16.08)] \\ &= 144396 \text{ kg} = 144.396 \text{ Tons} \end{aligned}$$

$$P_{safe} < 2 f_c [A_{co} + n A_s]$$

$$111.03 < \text{Tons} < 144.396 \dots\dots\dots\text{ok}$$

Example (3):

أوجد حمل الأمان على عمود دائري ذو تسليح حلزوني إذا كان
القطر الخارجى للعمود 50 mm وحديد التسليح الرأسى $8\phi 19\text{ mm}$
وخطوة الحلزون $d_s = 6\text{ cm}$ وقطر الكانات الحلزونية $\phi 13\text{ mm}$ علماً
بأن مقاومة الخرسانة للضغط $f_c = 225\text{ kg/m}$.

Solution:

$$f_c = 60\text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{safe}} = f_c A_{\text{co}} \left[1 + n \frac{A_s}{A_{\text{co}}} + n' \frac{A'_s}{A_{\text{co}}} \right]$$
$$= f_c [A_{\text{co}} + n A_s + n' A'_s]$$

$$A_{\text{co}} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (45)^2}{4} = 1590.4\text{ cm}^2$$

$$A_s = 8(2.84) = 22.72\text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{\pi D_o}{d_s} A_{s\phi} = \frac{\text{volume of stirrup}}{\text{pitch}}$$

$$A'_s = \frac{\pi (45)}{6} (1.32) = 31.1\text{ cm}^2$$

بحيث يتحقق الشرط الآتى:

$$A'_s \leq 3 A_s$$

$$31.1 \leq 3(22.72)$$

$$31.1 < 68.16$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{safe}} &= 60 [1590.4 + 15 (22.72) + 37.5 (31.1)] \\
&= 60 [3097.45] \\
&= 60185847 \text{ kg} \\
&= 185.847 \text{ Tons}
\end{aligned}$$

يجب أيضاً تحقيق الشرط الآتى:

$$\begin{aligned}
P_{\text{safe}} &< 2 F_c [A_{\text{co}} + n A_s] \\
P_{\text{safe}} &= 2 (60) [1590.4 + 15 (22.72)] \\
&= 231744 \text{ kg} \\
&= 231.744 \text{ Tons}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{safe}} &< 2 F_c [A_{\text{co}} + n A_s] \\
185.847 &< 231.744 \text{ tons}
\end{aligned}$$

Example (4):

أوجد أقصى حمل ممكن ان تتحمله الأعمدة الخرسانية المسلحة الآتية

إذا كان جهد الخرسانة $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$.

Solution:

A- Reinforced Area

$$\phi 16 \cong 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \times 2.01 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi}{4} (40)^2 = 1256.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_{\text{safe}} &= f_c A_{\text{gross}} \left(1 + (n - 1) \frac{A_s}{A_{\text{gross}}} \right) \\ &= (50) (1256.6) \left[1 + (15 - 1) \frac{16.08}{1256.6} \right] \\ &= (50) (1256.6) [1 + 14 (0.01279)] \\ &= 74086 \text{ kg} = 74.086 \text{ Tons} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= F_c A_{\text{equivalent}} \\ &= F_c (A_c + 15 A_s) \\ &= 50 [(1256.6 - 16.08) + 15 (16.08)] \\ &= 50 (1481.72) \\ &= 74086 \text{ kg} = 74.086 \text{ Ton} \end{aligned}$$

B- Reinforced Area

$$\phi 13 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\phi 19 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 (1.32) + 4 (2.84) = 16.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{gross}} = (40) (25) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{\text{equ}} &= A_c + n A_s \\ &= (1000 - 16.64) + 15 (16.64) \\ &= 1232.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= f_c A_{\text{equ}} \\ &= 50 (1232.96) = 61648 \text{ kg} \\ &= 61.648 \text{ Tons} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{Safe}} &= f_c A_{\text{gross}} \left(1 + (n - 1) \frac{A_s}{A_{\text{gross}}} \right) \\ &= (50) (100) \left(1 + (15 - 1) \left(\frac{16.64}{1000} \right) \right) \\ &= 61648 \text{ kg} \\ &= 61.648 \text{ Tons} \end{aligned}$$

Example (5):

صمم عمود خرساني قصير على أن يكون مقطعه مربع يتحمل حمل مقدراه 80 Tons إذا كانت:

أ- نسبة حديد التسليح $\mu = 0.8\%$

ب- نسبة حديد التسليح $\mu = 1.5\%$

ج- نسبة حديد التسليح $\mu = 3.0\%$

وجهد الخرسانة يعادل $F_c = 50 \text{ kg/cm}^2$

Solution:

A- Steel Percentage 0.8%

$$P_{\text{safe}} = F_c A_{\text{gross}} (1 + (n - 1) \mu)$$

$$\begin{aligned} A_{\text{gross}} &= (P_{\text{safe}}) / F_c (1 + (n - 1) \mu) \\ &= 80 (1000) / [50 (1 + (15 - 1) 0.008)] \\ &= 1438.8 \text{ cm}^2 \\ &\cong 37.9 \times 37.9 \end{aligned}$$

Take the short column cross selection dimensions as

$$40 \times 40 \text{ cm}$$

$$A_s = \mu A_{\text{gross}} = 0.008 (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$$

Choose: $4 \phi 13 \text{ mm} + 4 \phi 16 \text{ mm}$

$$A'_s = 4 (1.32) + 4 (2.01) = 13.32 \text{ cm}^2$$

B- Steel percentage 1.5%

$$A_{\text{gross}} = 1322.3 \text{ cm}^2 = 36.4 \times 36.4 \text{ cm}$$

Take the area $40 \times 40 \text{ cm}$

$$A_s = \mu A_{\text{gross}}$$

$$A_s = 0.015 (40 \times 40) = 24 \text{ cm}^2$$

select

$$4 \phi 19 \text{ mm} + 4 \phi 22 \text{ mm}$$

$$A'_s = 4 (2.84) + 4 (3.8) = 26.56 \text{ cm}^2$$

C. Steel percentage 3.0%:

$$A_{\text{gross}} = 1126.76 \text{ cm}^2 = 33.6 \times 33.6 \text{ cm}$$

Take the area $35 \times 35 \text{ cm}$

$$A_s = \mu A_{\text{gross}}$$

$$A_s = 0.03 (35 \times 35) = 36.75 \text{ cm}^2$$

Select

$$8 \phi 25 \text{ mm}$$

$$A'_s = 8 (4.91) = 39.28 \text{ cm}^2$$

Problem (6):

$$A_g = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2$$

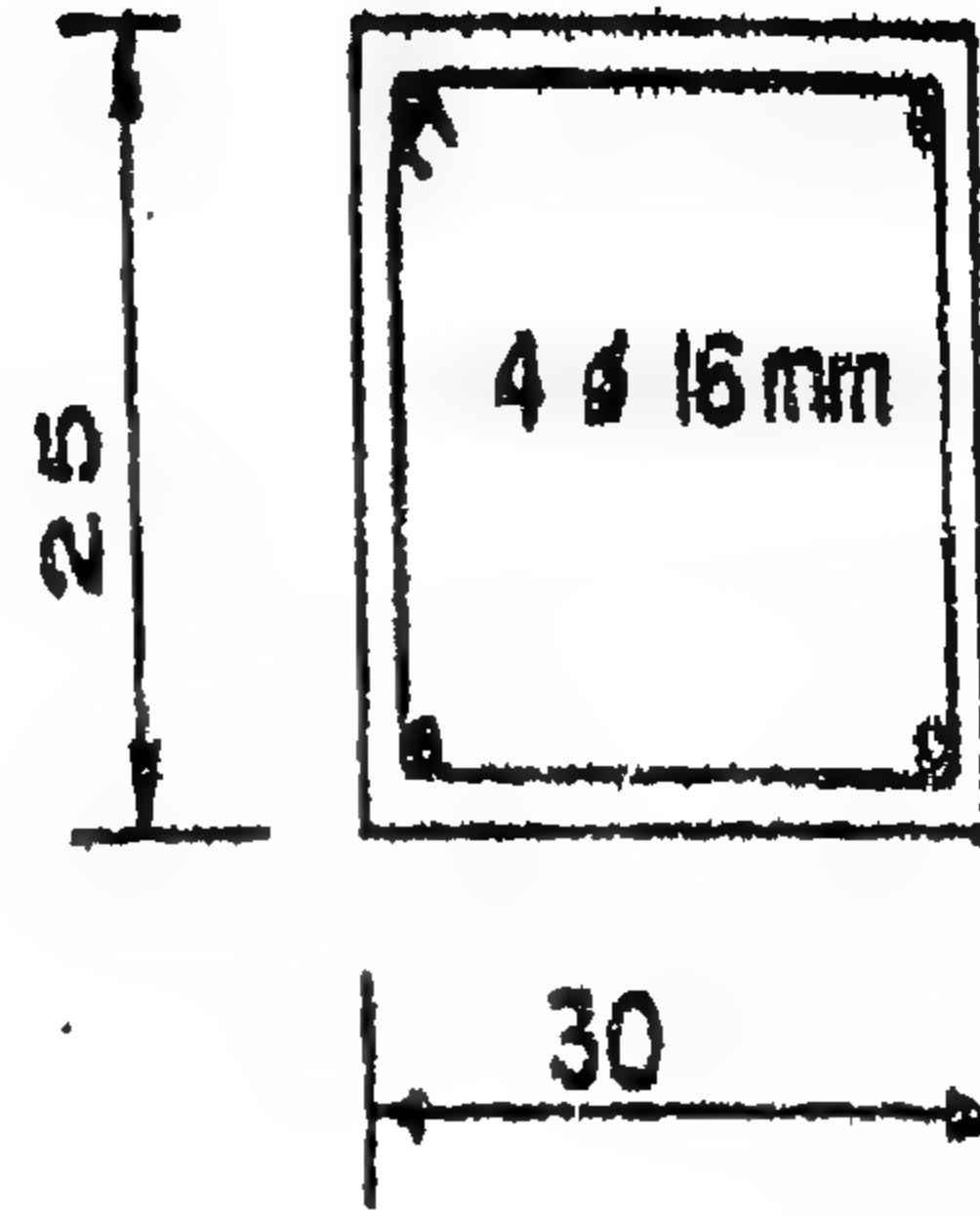
$$P = f_c (A_g + (n - 1) A_s)$$

$$= 50 (750 + 14 \times 8.04)$$

$$= 50 (750 + 112.56)$$

$$= 50 (862.56) = 43128 \text{ kg}$$

$$= 43 \text{ t}$$



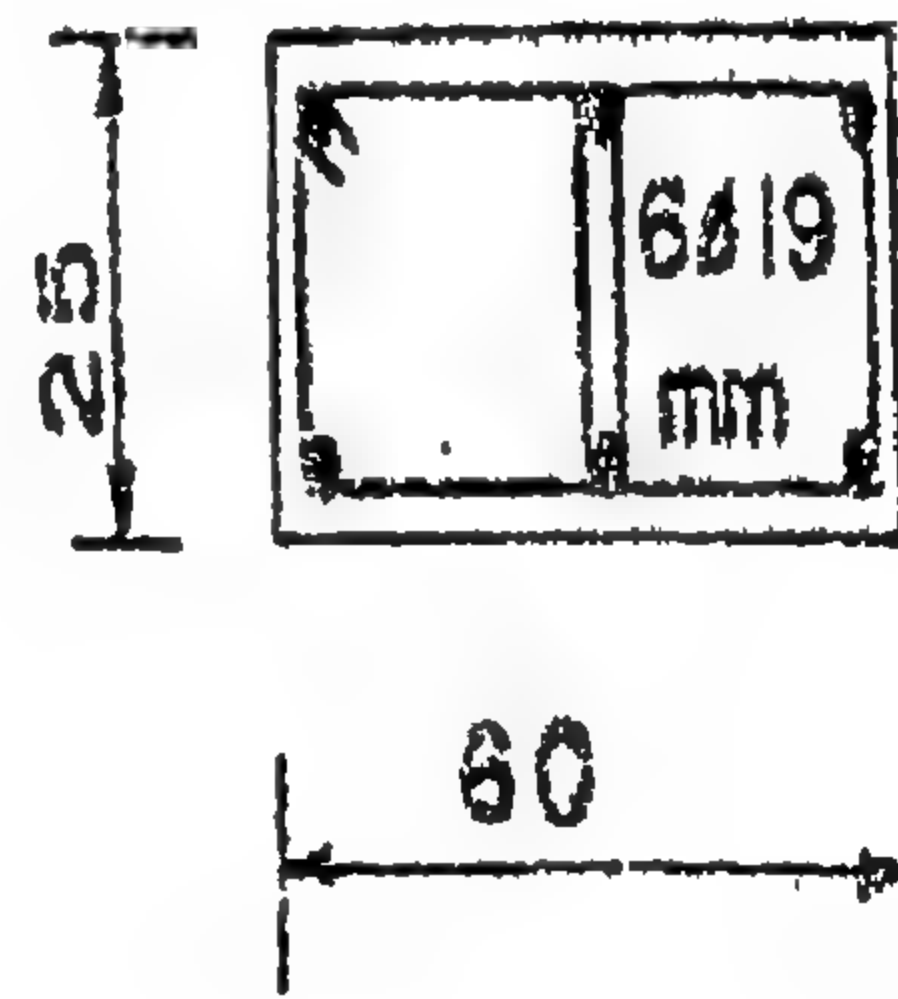
Problem (7):

$$A_g = 100 \times 25 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$14 A_s = 14 \times 17.01 = 238.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Total Area} = 2738.14 \text{ cm}^2$$

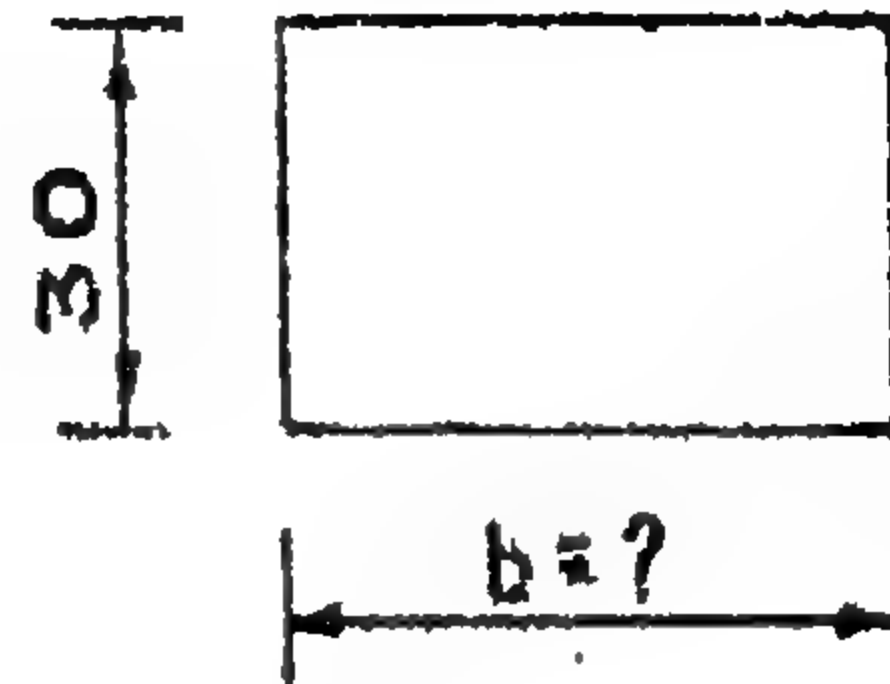
$$f_c = \frac{80000}{2738.14} = 29.22 \text{ kg/cm}^2$$



Problem (8):

$$P = f_c (A_g - 14\mu)$$

$$= f_c A_g \left(1 + 14 \frac{A_s}{A_g} \right)$$

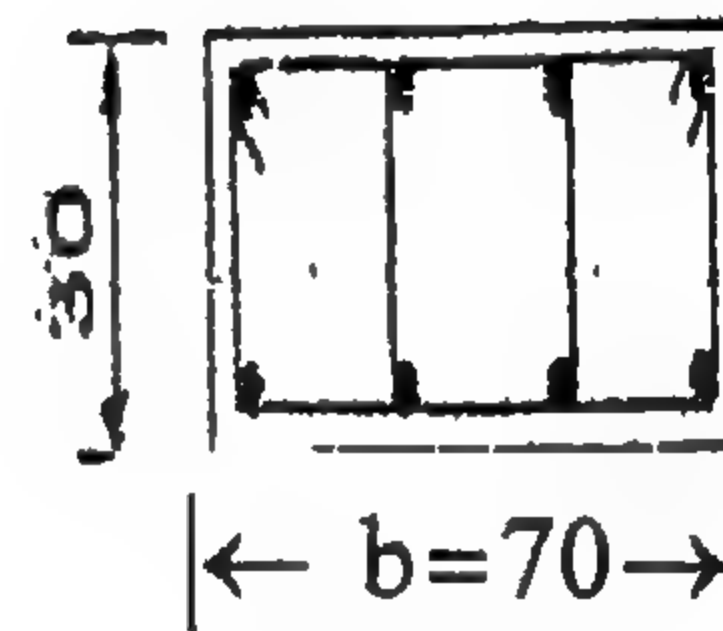


$$\text{assume } \frac{A_s}{A_g} = 1\%$$

$$P = f_c A_g (1.14)$$

$$A_g = \frac{120000}{50 \times 1.14} = 2105.3 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{2105.3}{30} = 70 \text{ cm}^2$$



$$A_s = 17. A_g = \frac{2105.3}{100} = 21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Take } 8 \phi 19 \text{ mm } A_s = 22.68 \text{ cm}^2$$

الباب الثانى

Design of Sections Beams By The Method of Working Stresses

تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة (الكمرات)

تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة تتناسب مع نظرية الخط المستقيم Straight- Line theory فى منحنى العلاقة بين الاجهادات والانفعالات Stress – Strain Relationship Diagram والتي تتبع العلاقة الخطية Elastic range حتى الاجهادات المسموح بها yield stress وتسمى هذه الطريقة فى تصميم الكمرات باجهادات التشغيل المسموح به

Working stress Design

وفى تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة نجد أن المطلوب هو تحديد عمق القطاع (d) وأيضا كمية حديد التسليح الرئيسى (A_s) لمقاومة الاجهادات الناتجة من قوى الشد وعزوم الانحناء المتولدة فى الكمرات وذلك بمعلومية الاجهادات المسموح بها للخرسانة (f_c) وحديد التسليح (f_s) مع تحديد أقصى عزم انحناء تتعرض له الكمره نتيجة الأحمال المؤثره على الكمرات سواء كانت أحمال مركزة أو أحمال موزعة ويوجد نوعين من التسليح فى القطاعات:

١- قطاعات ذات تسليح فى جانب الشد فقط

٢- قطاعات ذات تسليح فى جانبي الشد والضغط.

أولاً: تصميم قطاع خرساني مسلح (كمره) ذات تسليح في جانب الشد فقط

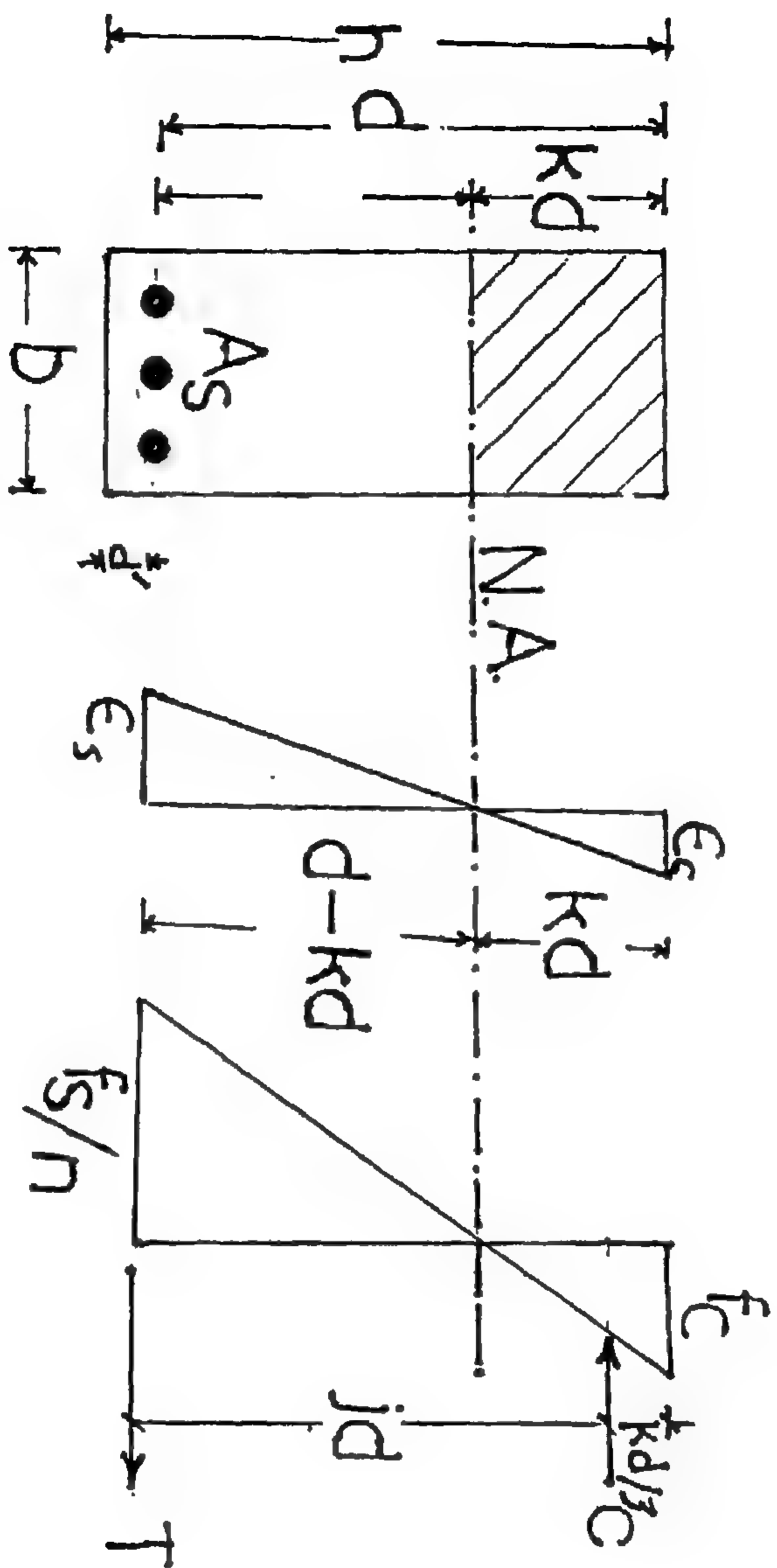
Working stress Design of Rectangular Reinforced Concrete Beams with tensile Reinforcement

المطلوب تحديد عمق القطاع (d) وكمية حديد التسليح (A_s) لمقاومة جهود الشد في الكمره الخرسانية المسلحة والشكل (2 - 1) يوضح تحليل القوى forces Analysis على كمره خرسانية مسلحة على شكل قطاع مستطيل لتحديد العلاقات الرياضية المستخدمة في تصميم الكمرات الخرسانية المسلحة. ويوضح شكل (2 - 2) الكسور التي تحدث في الخرسانة المسلحة والمعرضة لإجهادات الشد نتيجة الأحمال ووزن الكمره ويوضح شكل (2 - 3) كمره خرسانية وحديد التسليح الطولي وتوزيع إجهادات الانحناء والاستطالة وايضاً القطاع المكافئ للكمره الخرسانية المسلحة شكل (2 - 4).

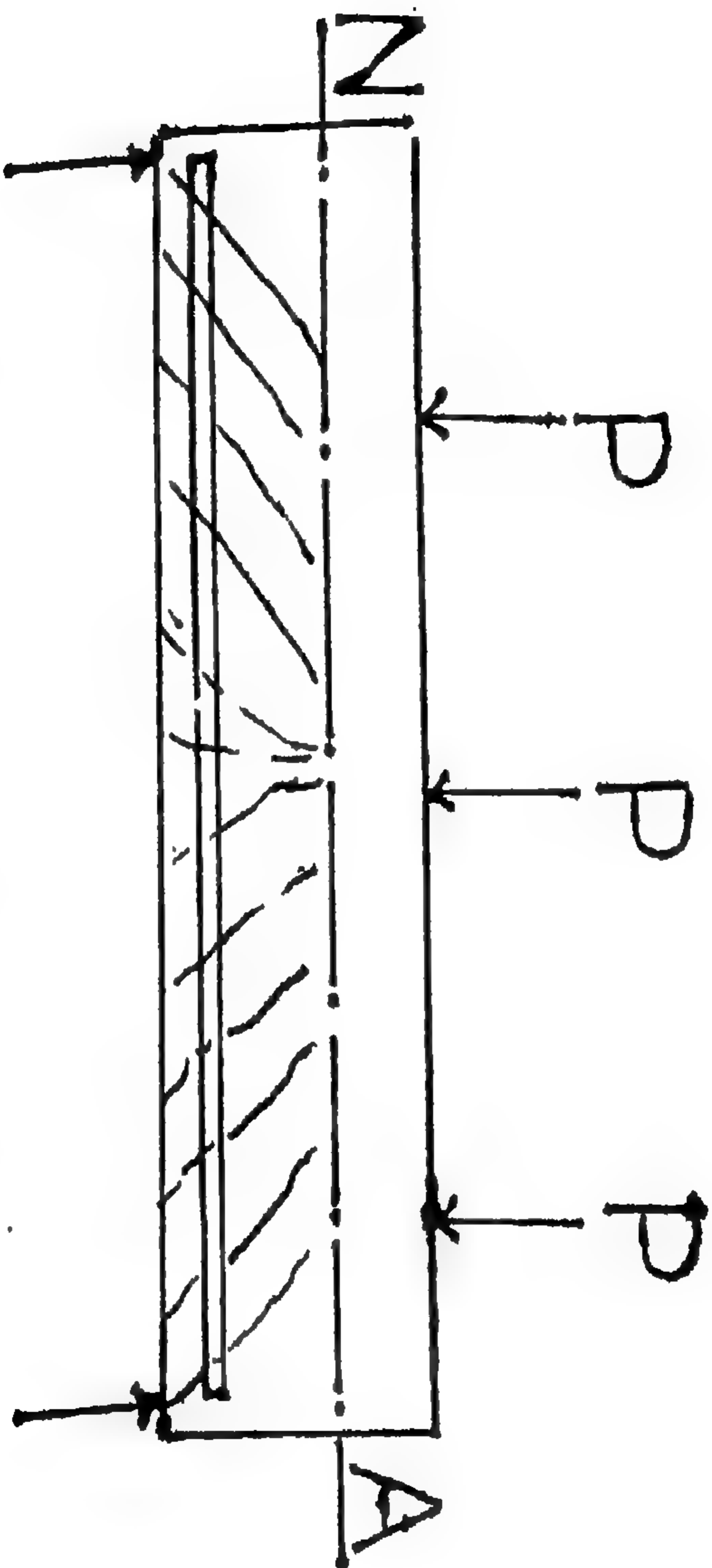
أولاً: المطلوب تحديد محور التعادل Neutral Axis أو مركز ثقل القطاع Center of Gravity لتحديد المسافة بين الحافة العلوية للقطاع ومحور التعادل (kd). ومن تشابه المثلثين في توزيع قوى الإجهادات. ومن تشابه المثلثين في دياگرام الإجهادات لتحليل القوى.

$$\frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{kd}{d} \dots\dots\dots (1)$$

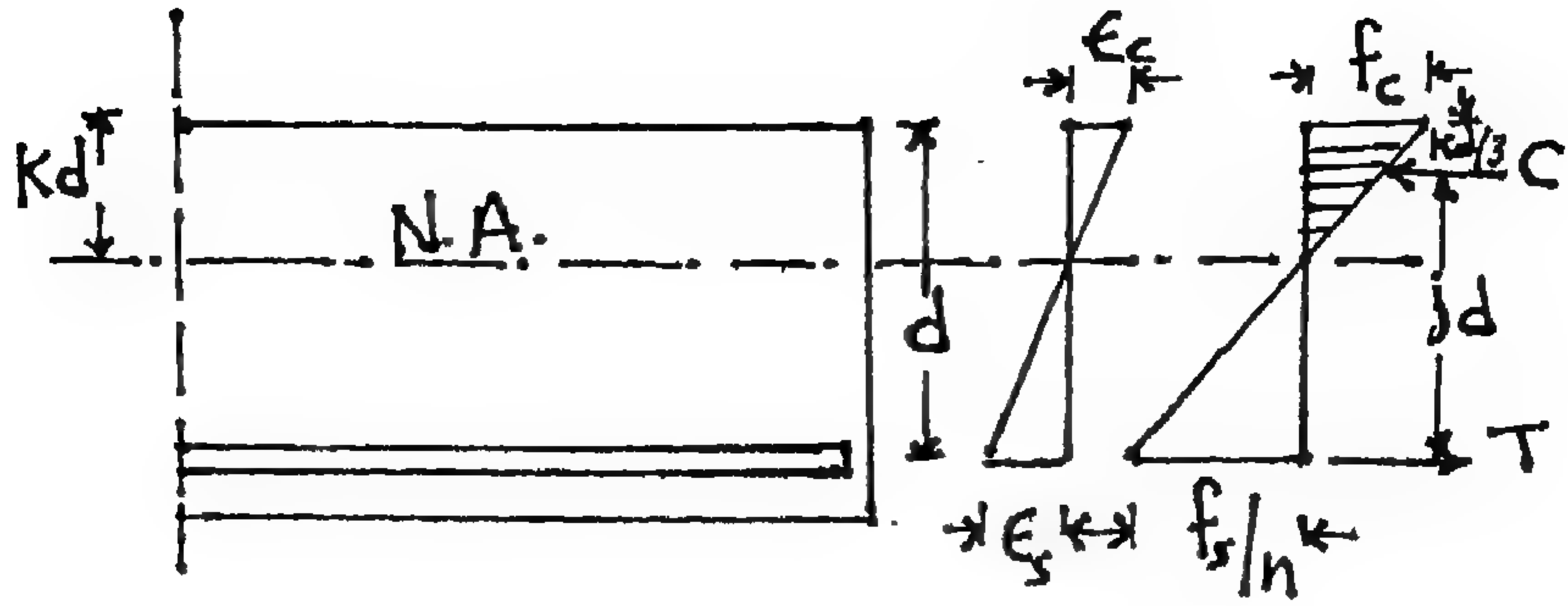
$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot (d) \dots\dots\dots (2)$$



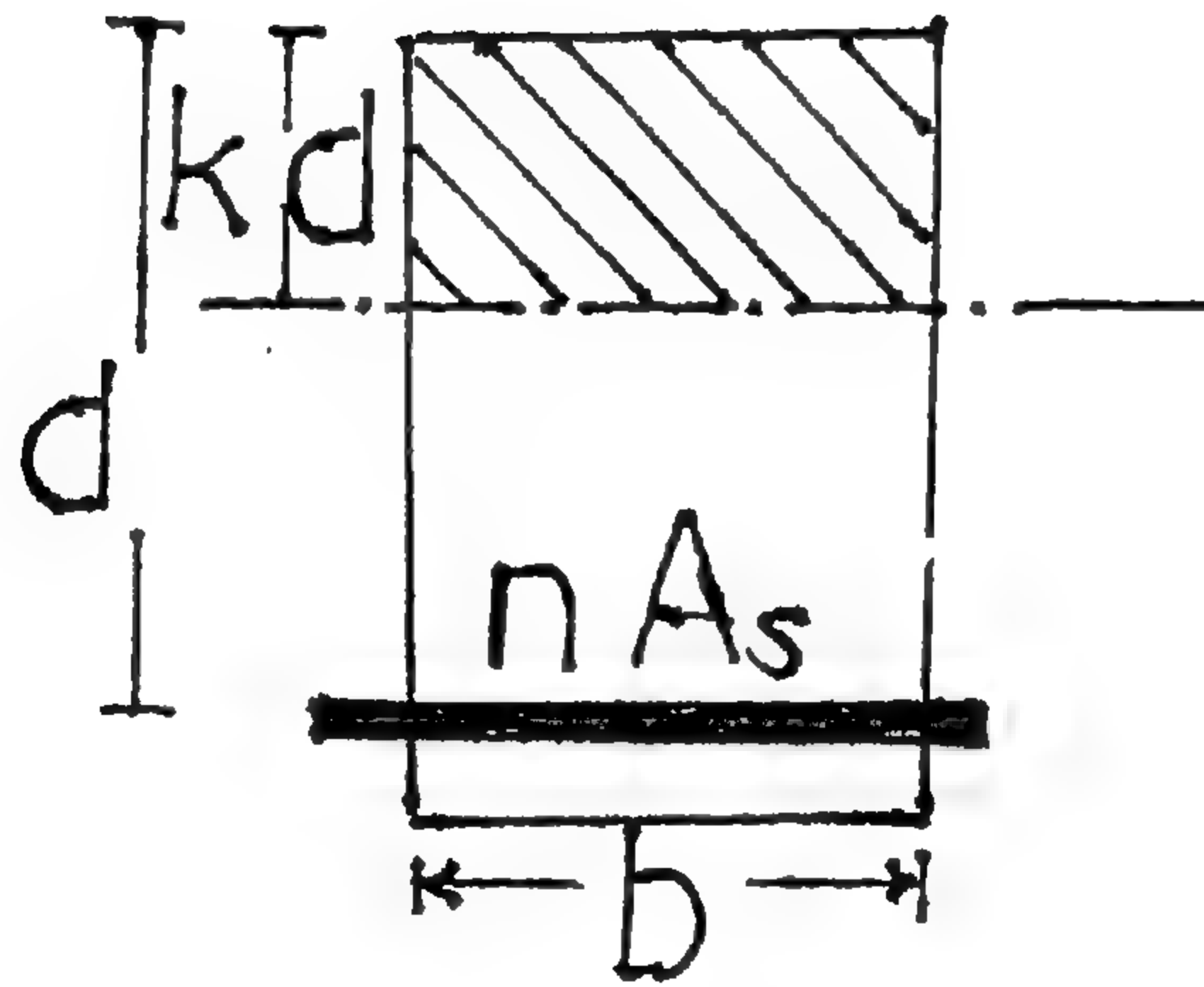
شكل (1-2) يوضح تحليل القوى والإجهادات للكمرة خرسانية مسلحة
في جانب جهود الشد فقط



شكل (2-2) يوضح الكسور التي تحدث في الخرسانة المسلحة
في جانب الشد



شكل (2 - 3) يوضح توزيع إجهادات الانحناء والاستطالة لكمره خرسانية مسلحة في جانب جهود الشد فقط



شكل (2 - 4) يوضح قطاع مكافئ لحديد التسليح في كمره خرسانية مسلحة

بالقسمة على f_c :

$$K = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \dots\dots\dots (3)$$

وبالتالى البيانات الموجودة (f_c) جهد تحمل الخرسانة (f_s) جهد تحمل حديد التسليح.

n : نسبة بين معامل المرونة لحديد التسليح إلى معامل المرونة للخرسانة.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100 \text{ t/cm}^2}{140 \text{ t/cm}^2} = 15$$

ثانيا: من تحليل قوى الضغط (C) وقوى الشد (T) التى تتعرض لها الكمره و حيث أن القطاع فى حالة اتزان القوى فإن مجموع القوى الأفقية تساوى صفر أى أن:

$$C - T = 0$$

$$C = T \dots\dots\dots (4)$$

وحيث أن قوى الضغط:

$$C = \frac{1}{2} f_c (k d) b \dots\dots\dots (5)$$

حيث b عرض القطاع الخرساني (الكمره)

وأيضا قوى الشد:

$$T = A_s f_s \dots\dots\dots (6)$$

ومن اتزان القوى:

$$\frac{1}{2} f_c (k d) b = A_s f_s \dots\dots\dots (7)$$

وياخذ العزوم حول نقطة تأثير قوى الشد لإيجاد عزوم الانحناء
المتولدة من قوى الضغط (C)

$$M_c = C (jd) \dots\dots\dots (8)$$

وبأخذ العزوم حول نقطة تأثير قوى الضغط لإيجاد عزوم الانحناء
المتولدة من قوى الشد T

$$M_T = T (jd) \dots\dots\dots (9)$$

وبالتعويض معادلة رقم (5) فى معادلة رقم (8) ينتج:

$$M_c = \frac{1}{2} f_c (Kd) b (jd) \dots\dots\dots (10)$$

وبالتعويض معادلة رقم (6) فى معادلة رقم (9) ينتج:

$$M_T = A_s F_s (jd) \dots\dots\dots (11)$$

Where:

M_c : is the moment of resistance of concrete in
compression side

M_T : is the moment of resistance of steel in tension side

ومن شكل (1) يمكن إيجاد الثابت j

$$jd = d - \frac{kd}{3} \dots\dots\dots (12)$$

$$jd = d \left(1 - \frac{k}{3}\right)$$

$$\boxed{j = \left(1 - \frac{k}{3}\right)} \dots\dots\dots (13)$$

ثالثاً: وحيث أن مجموع العزوم يساوى صفر لاتزان القطاع الخرساني

$$\sum M = 0$$

$$M_C = M_T \dots\dots\dots(14)$$

$$\frac{1}{2} f_c (kd) (b) (jd) = A_s f_s (jd)$$

$$\frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot d^2 \cdot b \cdot j = A_s f_s (jd) \dots\dots\dots(15)$$

تحليل آخر لحساب المعامل k :

The moment of resistance لإيجاد مقاومة العزوم

ومن شكل (1) دياگرام الانفعال strain

$$E = \text{modulus of elasticity} = \frac{\text{unit stress}}{\text{unit strain}} = \frac{f}{\epsilon} \dots\dots\dots(16)$$

Modulus of elasticity of steel (Reinforcement)

$$E_s = \frac{f_c}{\epsilon_c} \quad \text{and} \quad \epsilon_c = \frac{f_s}{E_s} \dots\dots\dots(17)$$

Modulus of elasticity of concrete

$$E_c = \frac{f_c}{\epsilon_c} \quad \text{and} \quad \epsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \dots\dots\dots(18)$$

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{kd}{d - kd}$$

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{f_c / E_c}{f_s / E_s} = \frac{kd}{d - kd} = \frac{k}{1 - k} \dots\dots\dots(19)$$

Ratio of Modulus of elasticity of steel to Modulus of elasticity of concrete (Modular Ratio, n)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\therefore \frac{f_c}{E_s} \times \frac{E_s}{f_c} = \frac{K}{1 - K}$$

$$\frac{f_c}{f_s} \times \frac{E_s}{E_c} = \frac{K}{1 - K}$$

$$\frac{nf_c}{f_s} = \frac{K}{1 - K} \quad \text{OR} \quad \frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{n(1 - k)} \dots\dots\dots(20)$$

وبالتالى يمكن إيجاد العلاقة بين اجهادات الخرسانة واجهادات

حديد التسليح

$$f_c = \frac{f_s K}{n (1 - K)} \dots\dots\dots(21)$$

$$f_s = nf_c \frac{(1 - K)}{K} \dots\dots\dots(22)$$

and:

$$n f_c = f_s \left(\frac{K}{1 - K} \right) \dots\dots\dots(23)$$

وبقسمة الطرف الأيمن في البسط والمقام على k

$$nf_c = f_s \left(\frac{1}{1-K} \right)$$

$$f_s = \frac{nf_c - nf_c K}{K}$$

$$K f_s = nf_c - nf_c K$$

$$nf_c = K f_s + nf_c K = K(f_s + nf_c) \dots\dots\dots(24)$$

بالقسم البسط والمقام على f_c

$$K = \frac{nf_c}{nf_c + f_s} = \frac{n \frac{f_c}{f_c}}{n \frac{f_c}{f_c} + \frac{f_s}{f_c}} = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} \dots\dots\dots(25)$$

بقسم البسط والمقام على n

$$K = \frac{\frac{n}{n}}{\frac{n}{n} + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$\boxed{K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}} \dots\dots\dots(26)$$

وإذا كانت النسبة بين مساحة حديد التسليح (A_s) إلى مساحة قطاع

الكمرة الخرسانية (bd) يرمز له بالرمز P

$$P = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots(27)$$

Where:

P = ratio of area of tension reinforcement , A_s , to effective area of concrete in rectangular beam (bd).

ومن معادلة اتزان القوى للقطاع الخرساني

$$C = T$$

$$\frac{1}{2} f_c (kd) b = A_s f_s$$

تصبح:

$$\frac{1}{2} f_c k = \frac{A_s}{bd} f_s$$

$$\frac{1}{2} f_c k = P f_s$$

$$f_c k = 2P f_s$$

$$\frac{f_c}{f_s} = 2P / K \dots\dots\dots(28)$$

$$\boxed{\therefore P = \frac{K}{2} \times \frac{f_c}{f_s}} \dots\dots\dots(29)$$

وحيث أن:

$$n f_c = f_s \left(\frac{K}{1-K} \right)$$

$$\frac{n f_c}{f_s} = \left(\frac{K}{1-K} \right)$$

وحيث أن:

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2P}{K}$$

بالضرب في المعامل n :

$$n \frac{f_c}{f_s} = \frac{2Pn}{K}$$

$$\frac{k}{1-K} = \frac{2Pn}{K}$$

$$K^2 = 2Pn - 2Pnk$$

$$K^2 + 2Pnk = 2Pn$$

بإضافة $(Pn)^2$ في الطرفين:

$$K^2 + 2PnK + (Pn)^2 = 2Pn + (Pn)^2$$

$$(K + Pn)^2 = 2Pn + (Pn)^2$$

$$K + Pn = \sqrt{2Pn + (Pn)^2}$$

$$\boxed{K = \sqrt{2Pn + (Pn)^2} - Pn} \dots\dots\dots(30)$$

Where:

$$P = \frac{A_s}{bd}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

P is the area of tensile steel divided by effective area of concrete, usually equal to 1-2%

K , the ratio of depth of N.A to depth d of section it is usually equals from 0.375 to 0.430 at $n = 15$

رابعاً: إيجاد عمق القطاع الخرساني المسلح (d)

$$M_C = M_T$$

$$\frac{1}{2} f_c (Kd) b (jd) = A_s f_s (jd)$$

$$\frac{1}{2} f_c Kd^2 bj = A_s f_s jd$$

$$\frac{1}{2} f_c Kj d^2 b = A_s f_s jd$$

$$\frac{1}{2} f_c Kj = \frac{A_s f_s (jd)}{d^2 b} = R$$

$$R d^2 b = A_s f_s (jd)$$

$$d^2 = \frac{A_s f_s (jd)}{Rb}$$

وحيث أن:

$$M_T = A_s f_s (jd)$$

$$M_T = d^2 R b$$

$$d^2 = \frac{M_T}{Rb}$$

$$\boxed{d = \sqrt{\frac{M_T}{Rb}}} \dots\dots\dots(31)$$

Where:

$$R = \frac{1}{2} f_c kj$$

$$M_T = A_s f_s (jd)$$

التحليلات السابقة على أساس نظرية الخط المستقيم فى منطقة
Elastic zone حيث ان التناسب طردى بين الإجهاد والانفعال
خامسا: إيجاد المعامل K_1

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{Rb}}$$

$$= \sqrt{\frac{M_T}{\frac{1}{2}f_c K_j b}}$$

$$= \sqrt{\frac{2}{f_c K_j}} \times \sqrt{\frac{M_T}{b}}$$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_T}{b}}$$

حيث أن:

$$K_1 = \sqrt{\frac{2}{f_c k_j}} \dots\dots\dots (32)$$

سادسا: إيجاد كمية حديد التسليح للقطاع الخرساني المسلح من
المعادلة الآتية:

$$M_T = A_s f_s (jd)$$

$$A_s = \frac{M_T}{(f_s j)d}$$

$$A_s = \frac{M_T}{K_2 d} \dots\dots\dots (33)$$

حيث أن:

$$K_2 = f_s j$$

Where:

j is the ratio of lever arm of resisting couple to depth (d) and j is usually equals 0.85 to 0.875

التحليلات السابقة تعتمد على نظرية الخط المستقيم straight-line theory وان التسليح في جانب الشد فقط في القطاعات الخرسانية المسلحة.

جداول تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة

يمكن استخدام الجداول Table of design coefficients for bending في تصميم عمق القطاع الخرساني المسلح (d) وكمية حديد التسليح (A_s) في المرحلة التي فيها الخرسانة تقاوم إجهادات الضغط وحديد التسليح يقاوم إجهادات الشد ومقاومة عزوم الانحناء وذلك بإيجاد المعاملات K , j , K_1 , K_2 كدالة للإجهاد المسموح به في الخرسانة (f_c) والإجهاد المسموح به في حديد التسليح (f_s) ويمكن استنتاج البيانات المسجلة في جدول (1 - 2) Design Coefficient for bending. أو من العلاقات الآتية:

Table (2 – 1) Design Coefficient for bending

$\frac{F_c}{E_c}$	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100
1200	0.333 0.889 0.411 1068	0.360 0.880 0.374 1055	0.385 0.872 0.345 1044	0.408 0.864 0.322 1035	0.429 0.857 0.301 1027	0.448 0.851 0.284 1018	0.467 0.844 0.269 1010				
1400	0.300 0.900 0.430 1260	0.325 0.892 0.391 1244	0.349 0.884 0.360 1235	0.372 0.876 0.335 1225	0.391 0.870 0.313 1218	0.411 0.863 0.295 1208	0.429 0.857 0.279 1200	0.444 0.852 0.265 1192	0.462 0.846 0.253 1180	0.491 0.836 0.233 1175	0.517 0.820 0.216 1162
1600			0.294 0.902 0.380 1622	0.314 0.895 0.359 1610	0.333 0.889 0.335 1600	0.351 0.883 0.315 1590	0.368 0.877 0.297 1580	0.385 0.872 0.282 1570	0.400 0.867 0.269 1560	0.429 0.875 0.246 1540	0.455 0.840 0.220 1520
2000			0.273 0.909 0.402 1830	0.292 0.903 0.371 1815	0.310 0.897 0.346 1800	0.328 0.891 0.325 1785	0.344 0.885 0.306 1780	0.360 0.880 0.290 1755	0.375 0.875 0.276 1755	0.403 0.866 0.252 1734	0.429 0.857 0.233 1720
2200			0.254 0.915 0.415 1010	0.273 0.909 0.383 2000	0.290 0.903 0.357 1990	0.307 0.898 0.334 1975	0.323 0.892 0.315 1960	0.339 0.887 0.298 1950	0.353 0.882 0.283 1945	0.380 0.873 0.269 1920	0.405 0.865 0.239 1905

$$1- \quad K = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}$$

$$2- \quad j = 1 - \frac{K}{3}$$

$$3- \quad K_1 = \sqrt{\frac{2}{Kj \cdot f_c}},$$

$$4- \quad k_2 = f_s j$$

وإيجاد عمق القطاع الخرساني (d) من العلاقة الآتية:

$$5- \quad d = K_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

وإيجاد كمية حديد التسليح (A_s) من العلاقة الآتية:

$$6- \quad A_s = \sqrt{\frac{M}{K_2 d}}$$

وارتفاع القطاع الخرسانة، (h) وذلك بزيادة سمك التغطية لحديد

التسليح (d'):

$$7- \quad h = d + d'$$

المواصفات القياسية المصرية:

تنظيم حديد التسليح في جانب جهود الشد فقط

١- أقل عرض للكمرات 20 cm

٢- يتوقف تصميم الكمرات على الإجهادات المسموح بها والمحددة في الكود المصرى بحيث

$$\frac{L}{b} \leq 30 \quad \text{أقل عرض للكمرة 20 cm}$$

$$\frac{L}{b} > 30 \quad \text{يتغير الجهود التصميمية للخرسانة يعتمد على معامل}$$

تخفيض للإجهادات في الخرسانة.

$$f_{Cb} = w f_c$$

حيث:

f_{Cb} إجهاد الأمان عند انبعاج الكمره

w معامل التخفيض للإجهادات الخرسانية يتوقف على النسبة بين طول

الكمرة (L) إلى عرض الكمره (b) أى النسبة $\frac{L}{b}$ والقيم في

الجدول (2 - 2):

Table (2 - 2) Slenderness ration and reduction factor

Slenderness Ratio $\frac{L}{b}$	30	40	50	60
Reduction factor (w)	1	0.75	0.5	0.25

- ٣- ترتيب حديد التسليح في جانب الشد في صف أو صفين بحيث أن المسافة بين الأسياخ (3 cm).
- ٤- يفضل عدم استخدام أسياخ حديد التسليح بأقطار أكبر من 19 φ وذلك لصعوبة تشغيلها وارتفاع سعر المصنعية.
- ٥- أقل (أدنى) نسبة حديد تسليح 0.25% من مساحة القطاع الخرساني المسلح وبدون تحقيق هذه النسبة فإن القطاع لا يعتبر من الخرسانة المسلحة في سلوكه ولكن يعتبر من الخرسانة العادية.
- ٦- يتم تكسيح حديد التسليح في جميع الكمرات بزاوية 45° .
- ٧- العطاء الخرساني لأسياخ حديد التسليح لا يقل عن 2.5 cm في الكمرات.
- ٨- ينبغي ان تمتد الكانات إلى الجزء العلوى من القطاع الخرساني.
- ٩- ما لم يكن عرض الكمره محدد بطريقة معمارية فمثلا كان يكون داخلا في حائط بحيث يتحتم ان يكون عرض الكمره مساويا لسماك الحائط فإنه يستحسن أن يؤخذ العرض تبعا للعلاقات الآتية:

1- Small beam

$$d \leq 50 \text{ cm} \quad \text{take } b = 0.5 d \text{ to } 0.4 d$$

2- Midium beam

$$d \leq 100 \text{ cm} \quad \text{take } b = 0.4 d$$

$$100 \leq d \leq 160 \text{ cm} \quad \text{take } b \cong 0.4 d \text{ to } 0.3 d$$

3- Heavy beam

$$d > 160 \text{ cm} \quad \text{take } b = 0.3 d$$

١١- لا ينبغي أن يقل عرض الكمرات ذات القطاع المستطيل عن $\frac{1}{30}$ من طول الكمرة وألا يجب تقليل جهود التشغيل والضغط.

١٢- يستخدم عدد ٢ سيخ حديد في التسليح العلوى من الكمره لربط التسليح السفلى فى جانب الشد بالتسليح العلوى فى جانب الضغط بواسطة كانات الربط والأسياخ بأقطار $2\phi 19$ ، $2\phi 16$ ، $2\phi 13$

Example (1):

Design a rectangular beam section its width 30 cm to resist a bending moment equates to 12 t-m. The allowable stresses in both concrete and steel bars are 70 kg/cm^2 and 1400 kg/cm^2 respectively. Use the table of design coefficients for bending and check your results by applying method of forces analysis on the beam section as shown in figure (2 – 5).

Solution:

I- From the table of design coefficients for bending

$$K = 0.49, \quad j = 0.857, \quad K_1 = 0.279, \quad K_2 = 1200$$

The actual beam depth (d)

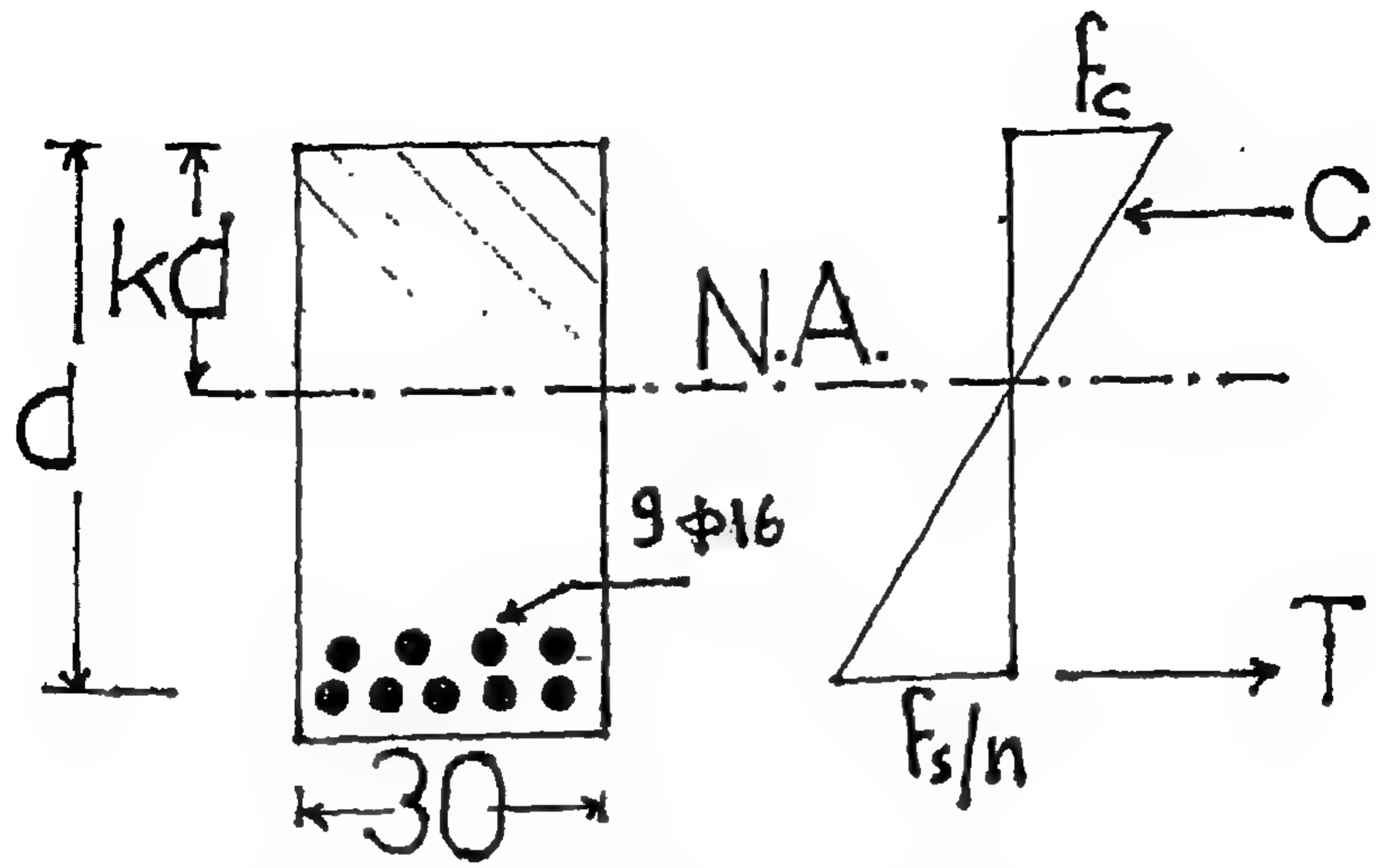
$$\begin{aligned} d &= K_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \\ &= 0.279 \sqrt{\frac{12 (10)^5}{30}} = 56 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore h &= d + 'd \\ &= 56 + 4 = 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

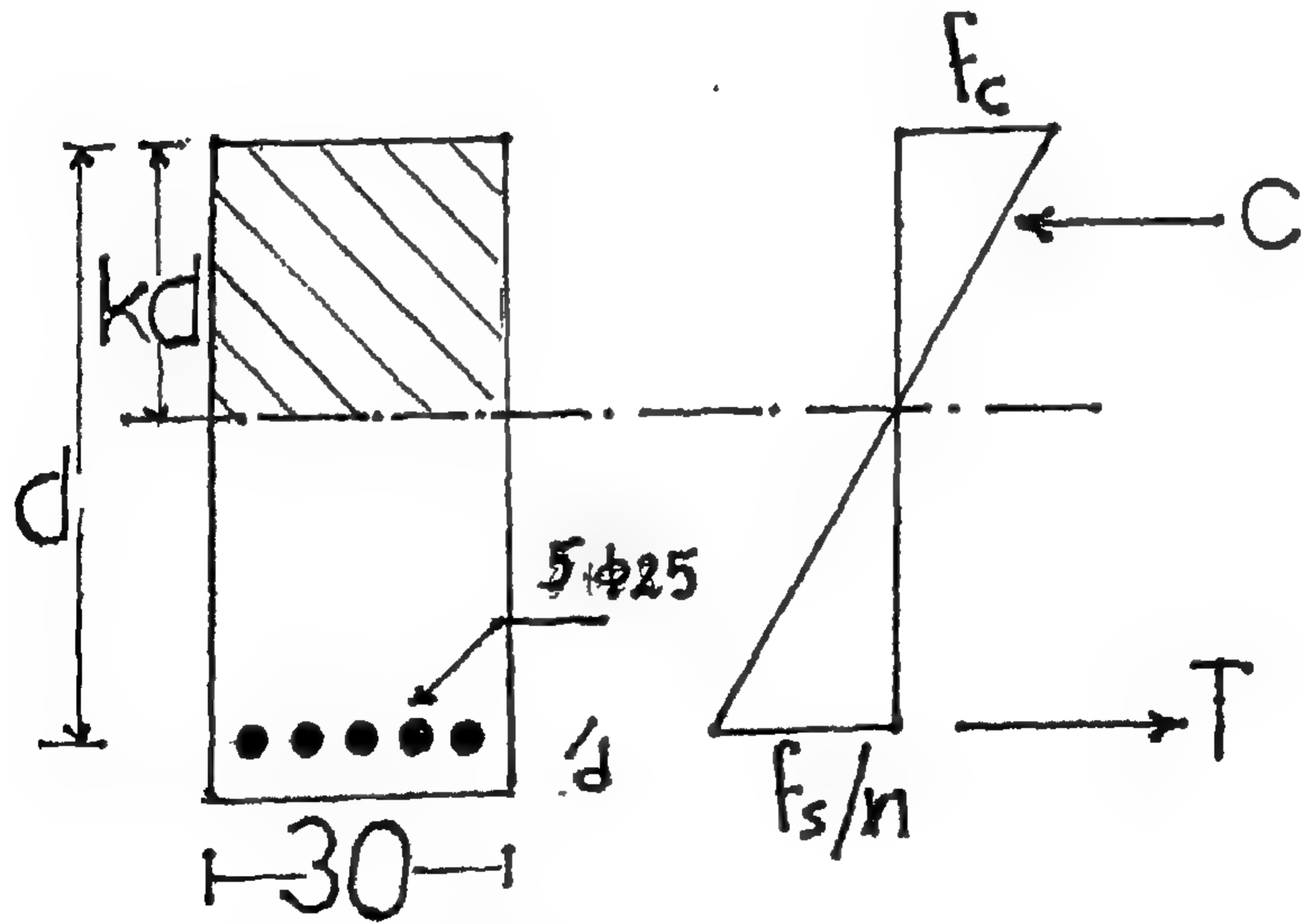
$$A_s = \frac{M}{K_2 d} = \frac{12 (10)^5}{1200 (56)} = 17.9 \cong 18 \text{ cm}^2$$

From the table of steel bars area used in Egypt

$$9 \phi 16 \quad A_s = 18.1 \text{ cm}^2$$



شكل (2-5) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح



شكل (2-6) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح

II. force analysis on the beam section

$$(Kd) = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} d$$
$$= \frac{70}{70 + \frac{1400}{15}} d = 0.429 d$$

$$c = \frac{1}{2} f_c (kd) b$$
$$= \frac{1}{2} (70) (0.429 d) 30$$
$$= 450 d$$

$$jd = d - \frac{kd}{d}$$
$$= d \left(1 - \frac{k}{3} \right)$$
$$= d \left(1 - \frac{0.429}{3} \right) = 0.857 d$$

$$M = c jd = (450 d) (0.857 d) = 12 (10)^5$$

$$d = 56 \text{ cm}$$

$$T = c = 450 (56) = 25000 \text{ kg}$$

OR

$$jd = 56 (0.854) = 48 \text{ cm}$$

$$T = \frac{M}{jd} = \frac{12 (10)^5}{48} = 25000 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{25000}{1400} = 17.9 \text{ cm}^2$$

$$9 \phi 16 \quad A_s = 18.1 \text{ cm}^2$$

يمكن ترتيب حديد التسليح في صفين

Example (2):

Design a rectangular section of width 30 cm to resist a bending moment $M = 20000 \text{ kg.m}$ if $f_c = 75 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ as shown in figure (6 – 2).

Solution:

From the table of design coefficients for bending

$$k = 0.444 \quad , \quad j = 0.852$$

$$k_1 = 0.265 \quad , \quad K_2 = 1192$$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$d = 0.265 \sqrt{\frac{20000 \times (10)^2}{30}} = 68.0 \text{ cm}$$

Choose $d = 70 \text{ cm}$

and $h = 75 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M}{k_2 b}$$

$$A_s = \frac{20000}{1192 \times 70} = 24 \text{ cm}^2$$

Choose $5 \phi 25 \text{ mm}$ ($A_s = 24.54 \text{ cm}^2$)

Example (3):

أوجد عمق القطاع الخرساني وكمية حديد التسليح اللازم لكمره عرضها 30 cm إذا علم أن طول بحر الكمره 5 m وأن الحمل المؤثر على الكمره عبارة عن حمل منتظم مقداره 4 ton/m وأن هذا الحمل يمثل وزن جسم الكمره وأن الإجهاد المسموح به فى الخرسانة المستعملة وحديد التسليح هـى كما هو موضح بشكل (2-7).

$$f_c = 70 \text{ kg / m}^2, \quad f_s = 1400 \text{ kg / cm}^2$$

Solution:

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} = 4 (5)^2 / 8 = 12.5 \text{ m.T}$$

بيانات من الجدول لتحديد الثوابت والمعاملات:

$$k = 0.428$$

$$j = 0.857$$

$$K_1 = 0.279$$

$$K_2 = 1200$$

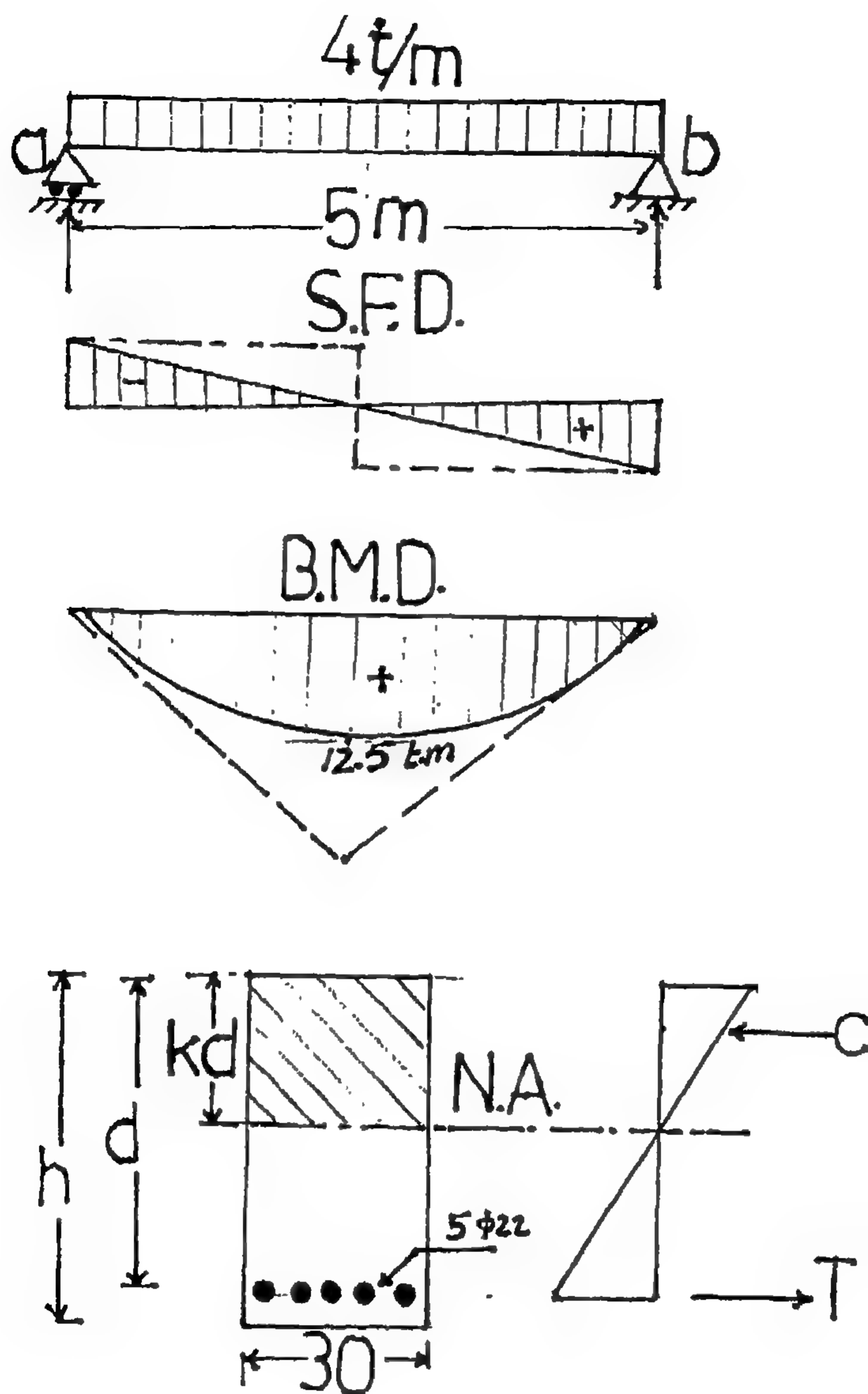
$$d = K_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.279 \sqrt{\frac{12.5 (10)^5}{30}} = 57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{K_2 d} = \frac{12.5 (10)^5}{1200 (57)} = 18.3 \text{ cm}^2$$

Choose:

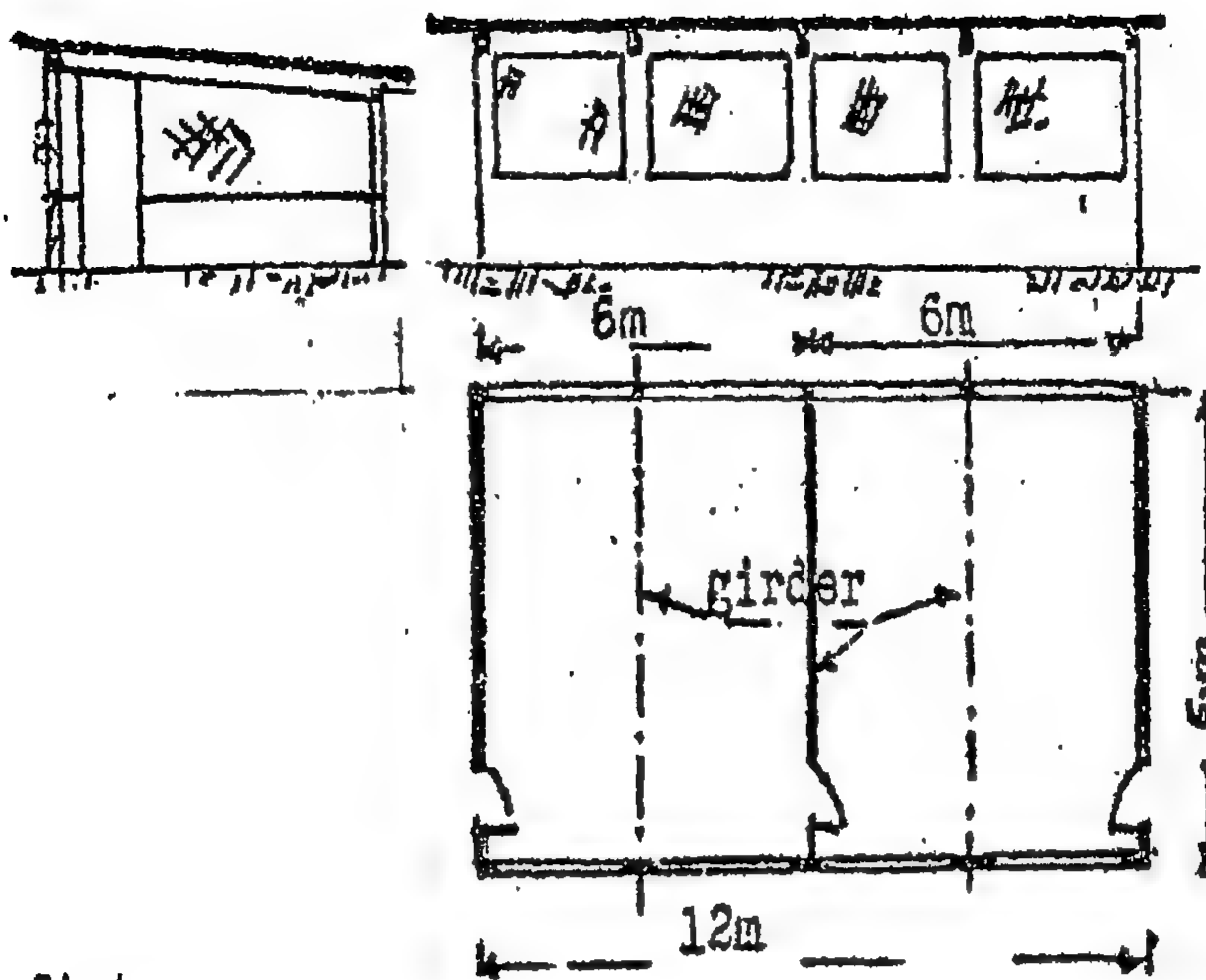
$$5 \phi 22 \quad (A_s = 19.01 \text{ cm}^2)$$

$$h = d + \text{'d} = 57 + 4 = 61 \text{ cm}$$



شكل (2-7) يوضح الأحمال وتوزيع قوى القص وعزوم الانحناء وأبعاد الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح المستخدم في جانب الشد

Problem: Chicken House



Design of Main Girder:

This girder could be designed as a rectangular beam or a T beam.

Design as a rectangular Beam:

$$\text{Load: D.L} = 400 \times 3 = 1200 \text{ kg/m}^1$$

$$\text{L.L} = 200 \times 3 = 600 \text{ kg/m}^1$$

Assumed d .L. for girder =

$$1 \times 0.5 \times 0.25 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^1$$

$$\text{Total load} = 2100 \text{ kg/m}^1$$

$$a.M \text{ at Center} = \frac{2100 \times 6 \times 6}{8} \times 100 = 94500 \text{ kg/cm}$$

$$\text{For } f_c = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ and } f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.318 \quad k_2 = 1213$$

$$d = 0.318 \sqrt{\frac{945000}{25}} = 61.8 \text{ cm} \quad h = 65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{945000}{1213 \times 62} = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 22 \text{ mm} + 2 \phi 19 \text{ mm} = 13.27 \text{ cm}^2$$

الباب الثالث

Working stress design of doubly reinforced concrete beams, compression and tension reinforcement

تصميم القطاعات الخرسانية وحديد التسليح فى جانبي قوى الشد والضغط

فى هذه الحالة يكون عمق الكمرة المطلوب تصميمه أقل مما ينبغي فى حالة استخدام حديد التسليح فى منطقة قوى الشد ويكون استعمال هذا العمق القليل ممكناً بإضافة حديد التسليح فى منطقة قوى الضغط والتصميمات التى تقابلها فى هذه الحالة تنقسم إلى نوعين:

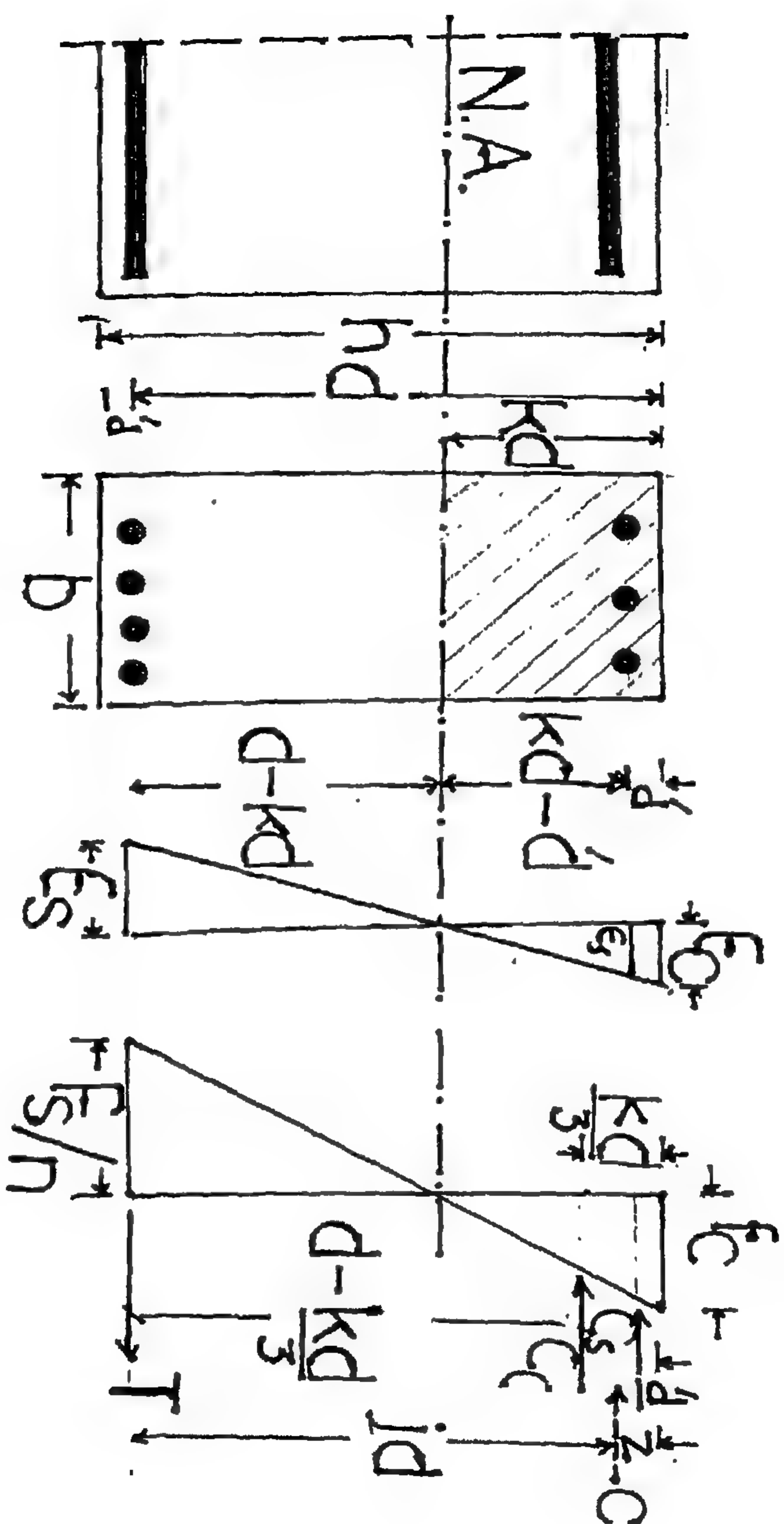
- ١- أن يعطى عمق القطاع اللازم إلى جانب عرض القطاع ويطلب معرفة حديد التسليح فى جانبي الضغط والشد.
- ٢- أن تحدد النسبة بين حديد التسليح فى جانب قوى الضغط إلى حديد التسليح فى جانب قوى الشد ويطلب حساب عمق القطاع إذا كان العرض معلوماً.

تحليل القوى على القطاع الخرساني المسلح وحديد التسليح فى جانبي قوى الشد والضغط كما هو موضح بشكل (3 - 1):

أولاً: افرض ان التسليح فى جانب الشد فقط

Assume tensile reinforcement only

ومن تشابه المثلثين فى دياگرام الاجهادات الموضح بشكل (3 - 1)



شكل (1-3) يوضح تحليل القوى في كمرة خرسانية مسلحة
في جانبي جهود الشد والضغط

$$\frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{kd}{d}$$

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}$$

$$\boxed{K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}} \dots\dots\dots(1)$$

ثانياً:

When compressive steel is added, the section is doubly reinforced. Assume the compressive stress in the compression steel is f'_s

ومن تشابه المثلثين في Strain diagram:

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_s} = \frac{kd - d'}{d - kd} \dots\dots\dots(2)$$

وحيث أن:

$$\begin{array}{ll} \epsilon'_s = f'_s / E'_s & \leftarrow E_s = \frac{f'_s}{\epsilon'_s} \\ \epsilon_s = f_s / E_s & \leftarrow E_s = \frac{f_s}{\epsilon_s} \end{array}$$

Then:

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_s} = \frac{f'_s / E_s}{f_s / E_s} = \frac{kd - d'}{d - kd}$$

$$\boxed{f'_s = \frac{f_s (kd - d')}{d - kd}} \dots\dots\dots (3)$$

Also:

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_c} = \frac{kd - d'}{kd}$$

وحيث أن:

$$\epsilon'_s = f'_s / E_s$$

$$\epsilon_c = f_c / E_c$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Then:

$$\frac{f'_s / E_s}{f_c / E_c} = \frac{kd - d'}{kd} \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{f'_s}{f_c \left(\frac{E_s}{E_c} \right)} = \frac{kd - d'}{kd}$$

$$\frac{f'_s}{n f_c} = \frac{kd - d'}{kd}$$

$$\boxed{f'_s = n f_c \left(\frac{kd - d'}{kd} \right)} \dots\dots\dots(5)$$

If horizontal forces are in equilibrium

$$T = C'_s + C_c \dots\dots\dots(6)$$

Where:

C'_s is the compressive force in the steel bars.

C_c is the compressive force in the concrete.

وحيث أن:

$$T = f_s A_s$$

$$C_c = \frac{1}{2} f_c (kd) (b)$$

$$C'_s = f'_s A'_s$$

وبالتعويض في المعادلة:

$$C_c + C'_s = T$$

$$\therefore \frac{1}{2} f_c (kd)(b) + f'_s A'_s = f_s A_s \dots\dots\dots(7)$$

وإذا اعتبرنا أن نسبة حديد التسليح في جانب قوة الشد أو اجهادات الشد إلى مساحة القطاع (p) وإن نسبة حديد التسليح في جانب اجهادات الضغط إلى مساحة القطاع (p') فإن:

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

$$A_s = p (bd) \quad , \quad A'_s = p' (bd)$$

بالتعويض في المعادلة (7):

$$\therefore \frac{1}{2} f_c (kd)(b) + f'_s p' (bd) = f_s p(bd) \dots\dots\dots(8)$$

التعويض بالمعادلة (3) وهي على الصورة:

$$f'_s = f_s \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right)$$

في معادلة رقم (8):

$$\frac{1}{2} f_c (kd)(b) + p' (bd) f_s \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) = f_s p(bd)$$

بالقسمة على f_s :

$$\frac{1}{2} \frac{f_c}{f_s} (kd)(b) + p' (bd) \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) = p(bd)$$

$$\frac{1}{2} \frac{f_c}{f_s} kdb = pbd - p'bd \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right)$$

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2}{k} \left[p - p' \left(\frac{kd - d}{d - kd} \right) \right] \dots\dots\dots (9)$$

وحيث أنه قد تم إثبات ذلك من قبل:

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{n(1 - k)} \dots\dots\dots (10)$$

يتساوى معادلة (9) مع معادلة (10) لإيجاد قيمة k:

$$\begin{aligned} \frac{k}{n(1 - k)} &= \frac{2}{k} \left[p - p' \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \right] \\ k^2 &= 2n(1 - k) \left[p - p' \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \right] \\ &= 2n(1 - k)p - 2n(1 - k)p' \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \\ &= 2np - 2nkp - (2np' - 2nkp') \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \\ &= 2np - 2nkp - \left[\frac{2np'kd - 2np'd' - 2nkp'kd + 2nkp'd'}{d - kd} \right] \end{aligned}$$

وبالتالى يمكن إيجاد المعامل k:

$$k = \sqrt{2n(p + p'd'/d) + n^2(p + p')^2} - n(p + p') \dots\dots (11)$$

Summing Moment:

$$M_c = c \cdot jd \dots\dots\dots(12)$$

وحيث أن:

$$c = c_c + c'_s \dots\dots\dots(13)$$

$$jd = d - z$$

$$\therefore M_c = (c_c + c'_s) \cdot jd$$

وحيث أن:

$$c_c = \frac{1}{2} f_c (kd) \cdot b$$

$$c'_s = f'_s \cdot A'_s$$

$$\therefore M_c = \left[\frac{1}{2} f_c (kd) \cdot b + f'_s \cdot A'_s \right] \cdot jd \dots\dots\dots(14)$$

وحيث أن:

$$f'_s = n f_c \left(\frac{kd - d'}{kd} \right) , \quad A'_s = p' (bd)$$

$$\begin{aligned} \therefore M_c &= \left[\frac{1}{2} f_c (kd) \cdot b \cdot jd + n f_c \left(\frac{kd - d'}{kd} \right) p' (bd) (jd) \right] \\ &= \frac{1}{2} f_c (jd) \cdot bd \left[k + 2n p' \left(1 - \frac{d'}{kd} \right) \right] \\ &= \frac{1}{2} f_c (d - z) \cdot bd \left[k + 2n p' \left(1 - \frac{d'}{kd} \right) \right] \dots\dots(15) \end{aligned}$$

$$M_T = T (jd) \dots\dots\dots(16)$$

$$= A_s f_s (jd)$$

$$= A_s f_s (d - z)$$

$$M_c = M_T \dots\dots\dots(17)$$

$$\frac{1}{2} f_c (d - z) bd \left[k + 2n p' \left(1 - \frac{d'}{kd} \right) \right] = A_s f_s (d - z)$$

بالقسمة على f_s للطرفين:

$$\frac{1}{2} \frac{f_c}{f_s} (d - z) bd \left[k + 2n p' \left(1 - \frac{d'}{kd} \right) \right] = A_s (d - z)$$

وحيث أن المعادلة (9):

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2}{k} \left[p - p' \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \right]$$

بالتعويض في المعادلة:

$$\frac{1}{2} \left(\frac{2}{k} \right) \left[p - p' \left(\frac{kd - d'}{d - kd} \right) \right] (d - z) bd \left[k + 2n p' \left(1 - \frac{d'}{kd} \right) \right]$$

$$= A_s (d - z) \dots\dots\dots(18)$$

وبالتالى تصبح قيمة Z:

$$Z = \frac{\left(k^3 d / 3 \right) + 2n p' d' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)} \dots\dots\dots(19)$$

If the resisting moment of the singly reinforced section is $M_1 = \frac{1}{2} f_c k j b d^2 = R b d^2$ and the moment resisted by the compression steel is $M_2 = A'_s f'_s (d - d')$, then the total moment is

$$M = M_1 + M_2 = R b d^2 + A'_s f'_s (d - d') \dots\dots\dots (20)$$

$$\begin{aligned} M = M_1 + M_2 &= \frac{1}{2} f_c k j b d^2 + A'_s f'_s (d - d') \\ &= M_c + M'_s \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

Summary of Equations:

$$1. \quad K = \frac{f_c}{f_c + \frac{F_s}{n}}$$

$$2. \quad f_c = \frac{f_s k}{n (1 - k)}$$

$$3. \quad f_s = n f_c \left(\frac{1 - k}{k} \right)$$

$$4. \quad f'_s = n f_c \left(\frac{k d - d'}{k d} \right)$$

$$5. \quad f'_s = f_s \left(\frac{k d - d'}{d - k d} \right)$$

6. $T = C'_s + C_c$
7. $T = A_s f_s$
8. $C_c = \frac{1}{2} f_c (Kd)(b)$
9. $C'_s = f'_s A'_s$
10. $p = \frac{A_s}{bd}$
11. $R = \frac{1}{2} f_c k j$
12. $M = M_c + M'_s$
13. $M = M_1 + M_2$
14. $M_1 = \frac{1}{2} f_c k j b d^2 = M_c$
15. $M_2 = A'_s f'_s (d - d') = M'_s$
16. $j d = d - \frac{Kd}{3}$
17. $j = 1 - \frac{k}{3}$
18. $j d = d - z$

$$19. \quad j = 1 - \frac{z}{d}$$

$$20. \quad M = M_c + M'_s$$

$$21. \quad M_c = C_c (j d) = R b d^2$$

$$22. \quad M'_s = A'_s f'_s (d - d')$$

$$23. \quad M'_s = M - M_c$$

$$24. \quad C'_s = A'_s f'_s$$

$$25. \quad M_T = T (j d)$$

$$26. \quad M_c = M_T$$

$$27. \quad d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

$$28. \quad A_s = \frac{M}{f_s (j d)}$$

$$29. \quad A'_s = \frac{M - R b d^2}{f'_s (d - d')}$$

مثال لتوضيح إيجاد كمية حديد التسليح في جانبي قوى الشد والضغط
لكمرة خرسانية إذا أعطى قيم لعمق القطاع اللازم (d) إلى جانب عرض
القطاع (b).

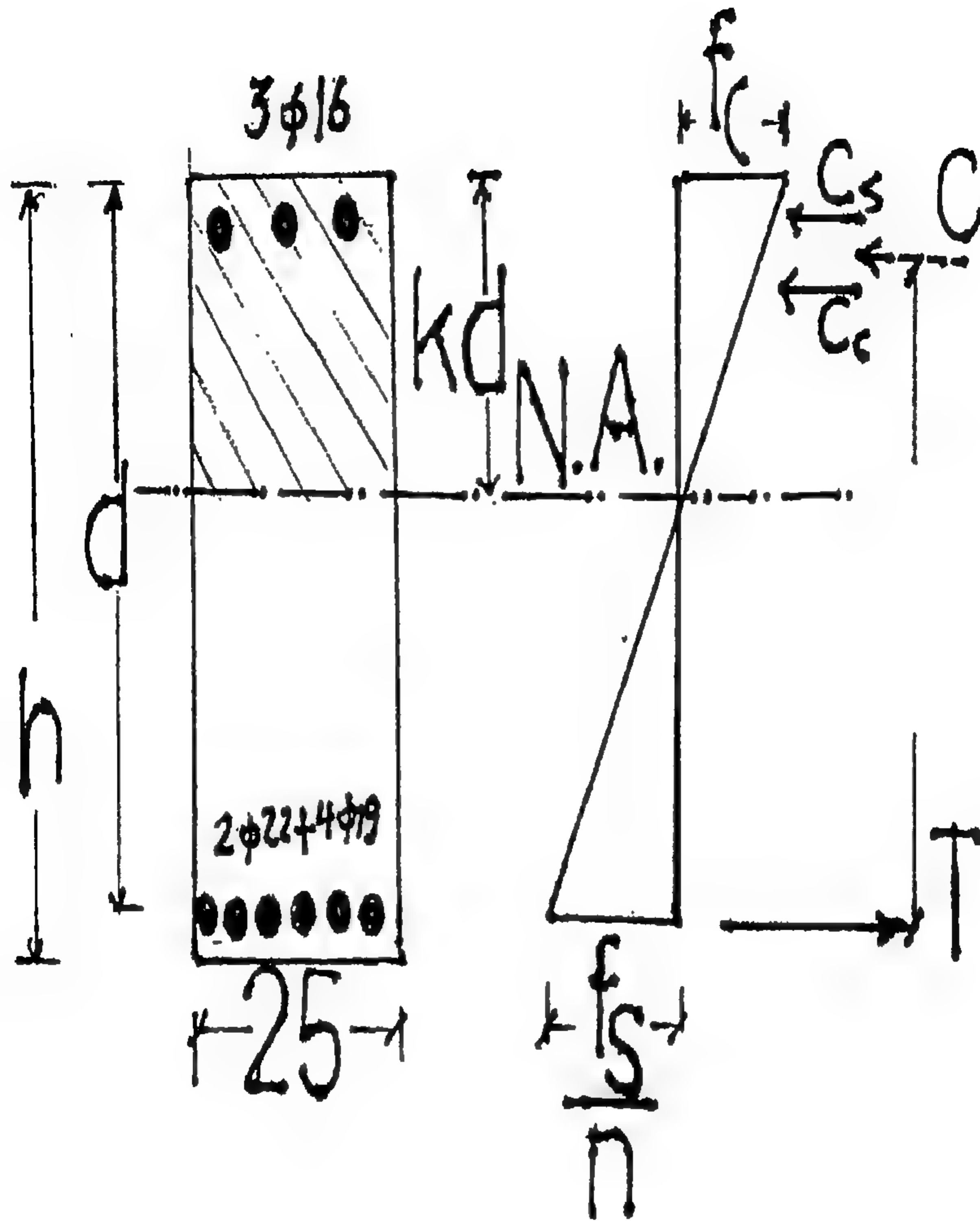
Example (1):

Design of doubly reinforced concrete rectangular beam section, compression and tension reinforcement with effective depth 54 cm and beam width 25 cm. The designed beam resists a bending moment of 12 m. t. The allowable stresses in both concrete and steel bars are $f_c = 70 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ respectively as shown in figure (3 – 2).

Solution:

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d$$

$$= \frac{70}{70 + \frac{1400}{15}} (54) = (0.4285) (54) = 23.2 \text{ cm}$$



شكل (2 - 3) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح
في جانبي الشد والضغط

$$\begin{aligned}
C_c &= \frac{1}{2} f_c (kd)b \\
&= \frac{1}{2} (70) (23.2) (25) \\
&= 20300 \text{ kgs} \\
&= 20.3 \text{ Tons}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
jd &= \left(d - \frac{kd}{3} \right) \\
&= 54 - \frac{23.2}{3} \\
&= 46.3 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$$j = \left(1 - \frac{k}{3} \right) = \left(1 - \frac{0.4285}{3} \right) = 0.8572$$

$$\begin{aligned}
M_c &= c_c (jd) \\
&= 20300 (46.3) \\
&= 939890 \text{ cm. kg} \\
&= 9.3989 \text{ m . t}
\end{aligned}$$

$$M = M_c + M'_s$$

$$12.0 = 9.3989 + M'_s$$

$$\begin{aligned}
M'_s &= 12.00 - 9.3989 \\
&= 2.61011 \cong 2.61 \text{ m.t}
\end{aligned}$$

$$f'_s = n f_c \frac{kd - d'}{kd}$$

$$= (15) (70) \left(\frac{23.2 - 4}{23.2} \right)$$

$$= 869 \text{ kg / cm}^2$$

$$M'_s = C'_s (d - d')$$

$$C'_s = \frac{M_s}{d - d'} = \frac{2.61 (10)^5}{(54 - 4)} = \frac{2.61 (10)^5}{50} = 5220 \text{ kgs}$$

إيجاد كمية حديد التسليح في جانب اجهادات الضغط.

$$C'_s = A'_s f'_s$$

$$5220 = A'_s (869)$$

$$A'_s = \frac{5220}{869} = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Using } 3 \phi 16 (A'_s = 6.03 \text{ cm}^2)$$

$$T = C'_s + C_c$$

$$= 5220 + 20300$$

$$= 25520 \text{ kgs}$$

حساب مساحة حديد التسليح في جانب قوى الشد:

$$T = A_s f_s$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{25520}{1400} = 18.23 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 22 + 4 \phi 19$$

$$[A_s = 7.6 + 11.36 \Rightarrow 18.96 \text{ cm}^2]$$

يجب ملاحظة أن وضع حديد التسليح في جانب قوى الضغط ليس اقتصادياً وقد لا يلزم حديد تسليح في جانب قوى الضغط إذا زاد عرض الكمرة الخرسانية المسلحة بمقدار 5 cm.

مثال لتوضيح حساب عمق القطاع الخرساني (d) وكمية حديد التسليح في جانبي قوى الشد (A_s) وقوى الضغط (A'_s) إذا أعطيت قيم لعرض القطاع ونسبة حديد التسليح في جانبي قوى الشد والضغط.

Example (2):

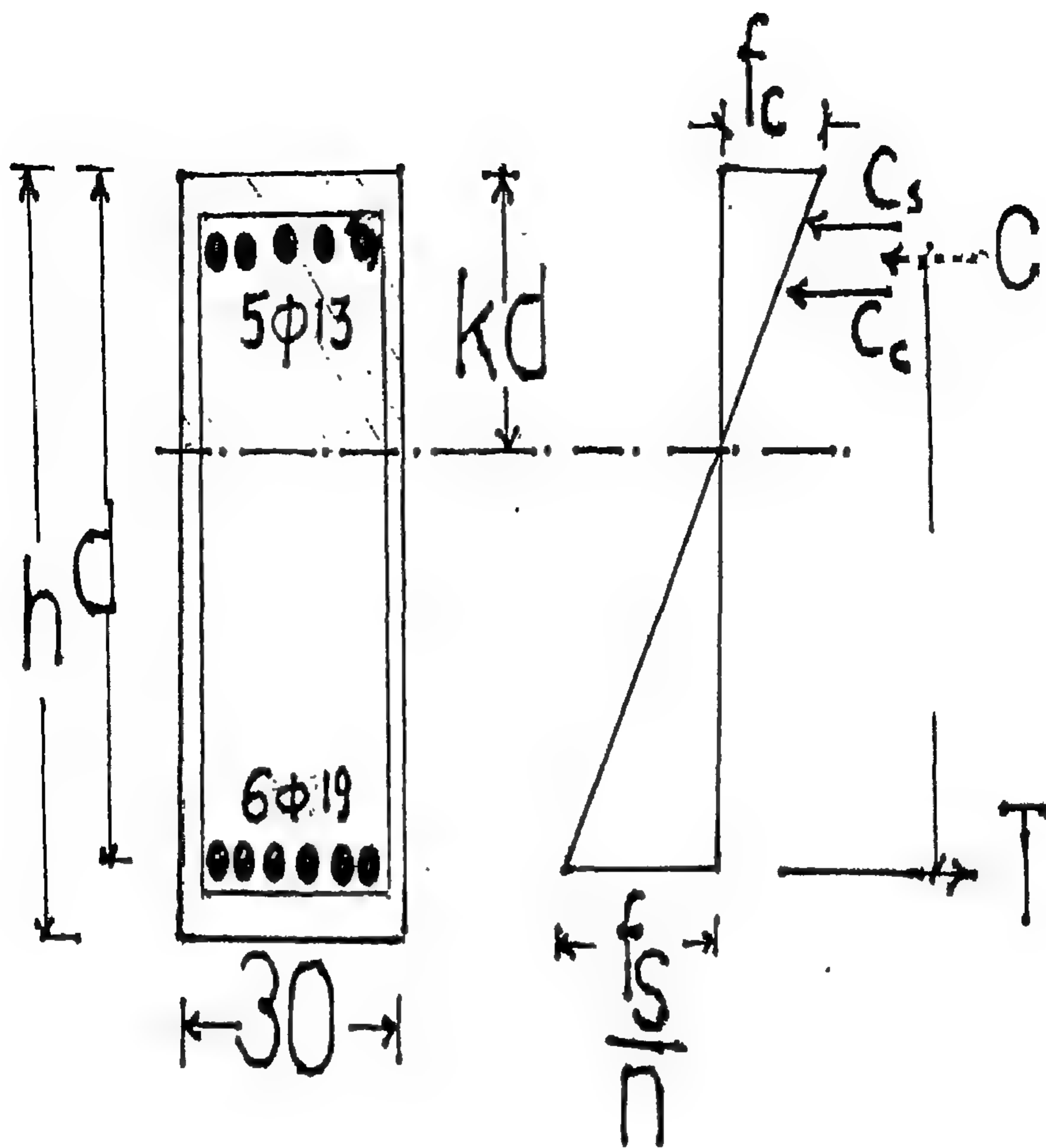
Design of doubly reinforced concrete rectangular beam section (beam) and effective beam depth (d) if the ratio of steel reinforcement in both tensile section A_s and compressive section (A'_s) where $\alpha = \frac{A'_s}{A_s} = 0.4$ The

beam is subjected to a bending moment of $M = 15 \text{ m.t.}$ The allowable stresses in both concrete and steel bars are $f_c = 70 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$ respectively. Consider the beam width is 30 cm. as shown in figure (3-3).

Solution:

المثال يوضح أن المعلومات المعطاة:

$$M, b, f_s, f_c, \alpha = \frac{A'_s}{A_s}$$



شكل (3 - 3) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح
في جانبي الشد والضغط

والمطلوب حساب:

$$A_s , A'_s , d$$

$$\begin{aligned} kd &= \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} d \\ &= \frac{70}{70 + \frac{1800}{15}} d = 0.369 d \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= \frac{1}{2} f_c (kd) \cdot b \\ &= \frac{1}{2} (70) (0.369 d) (30) = 388 d \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} jd &= \left(d - \frac{kd}{3} \right) = \left(1 - \frac{k}{3} \right) d \\ &= d \left(1 - \frac{0.369}{3} \right) \\ &= 0.877 (d) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= (C_c)(jd) \\ &= (388 d) (0.877 d) \\ &= 341 (d^2) \end{aligned}$$

من المواصفات القياسية المصرية:

$$\text{Assume } d' = 0.1 d$$

$$\begin{aligned} f'_s &= n f_c \frac{kd - d'}{kd} = n f_c \frac{kd - 0.1 d}{kd} \\ &= 15 (70) \left(\frac{0.369 - 0.1}{0.369} \right) \\ &= 765 \text{ kg / cm}^2 \end{aligned}$$

$$C'_s = A'_s f'_s$$

$$\frac{A'_s}{A_s} = 0.4, \quad A'_s = 0.4 A_s$$

$$\begin{aligned} C_s &= 0.4 A_s (765) \\ &= 306 A_s \end{aligned}$$

$$T = C_c + C'_s$$

$$A_s f_s = 338 d + 306 A_s$$

$$A_s (1800) = 338 d + 306 A_s$$

$$1800 A_s - 306 A_s = 388 d$$

$$A_s (1800 - 306) = 388 d$$

$$A_s = \frac{388 d}{1800 - 306} = 0.26 d$$

Take moment at tension zone T

$$\begin{aligned} M &= M_c + M'_s \\ &= C_c (jd) + C_s (d - d') \\ &= 341 d^2 + 306 A_s (d - 0.1 d) \\ &= 341 d^2 + 306 (0.26 d) (0.9 d) \\ &= 341 d^2 + 71 d^2 \end{aligned}$$

$$15 \times 10^5 = 412 d^2$$

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{15 \times 10^5}{412}} \\ &= 60.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

وبالتالى:

$$\begin{aligned} A_s &= 0.26 (d) \\ &= 0.26 (60.5) = 15.73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

using 6 ϕ 19 [$A_s = 17.01 \text{ cm}^2$]

$$\alpha = \frac{A'_s}{A_s}$$

$$0.4 = \frac{A'_s}{15.73}$$

$$A'_s = 0.4 (15.73) = 6.3 \text{ cm}^2$$

using 5 ϕ 13 [$A'_s = 6.64 \text{ cm}^2$]

$$kd = 0.369 \quad d = 0.369 (60.5) = 22.3 \text{ cm}$$

$$C_c = 388 (d)$$

$$\begin{aligned} C_c &= 388 (60.5) = 23474 \text{ kgs} \\ &= 23.474 \text{ tons} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} jd &= 0.877 \quad d \\ &= 0.877 (60.5) = 53 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C'_s &= A'_s f'_s \\ &= 306 \quad A_s \\ &= 306 (15.73) = 48042 \text{ kgs} \\ &= 48.042 \text{ Tons} \end{aligned}$$

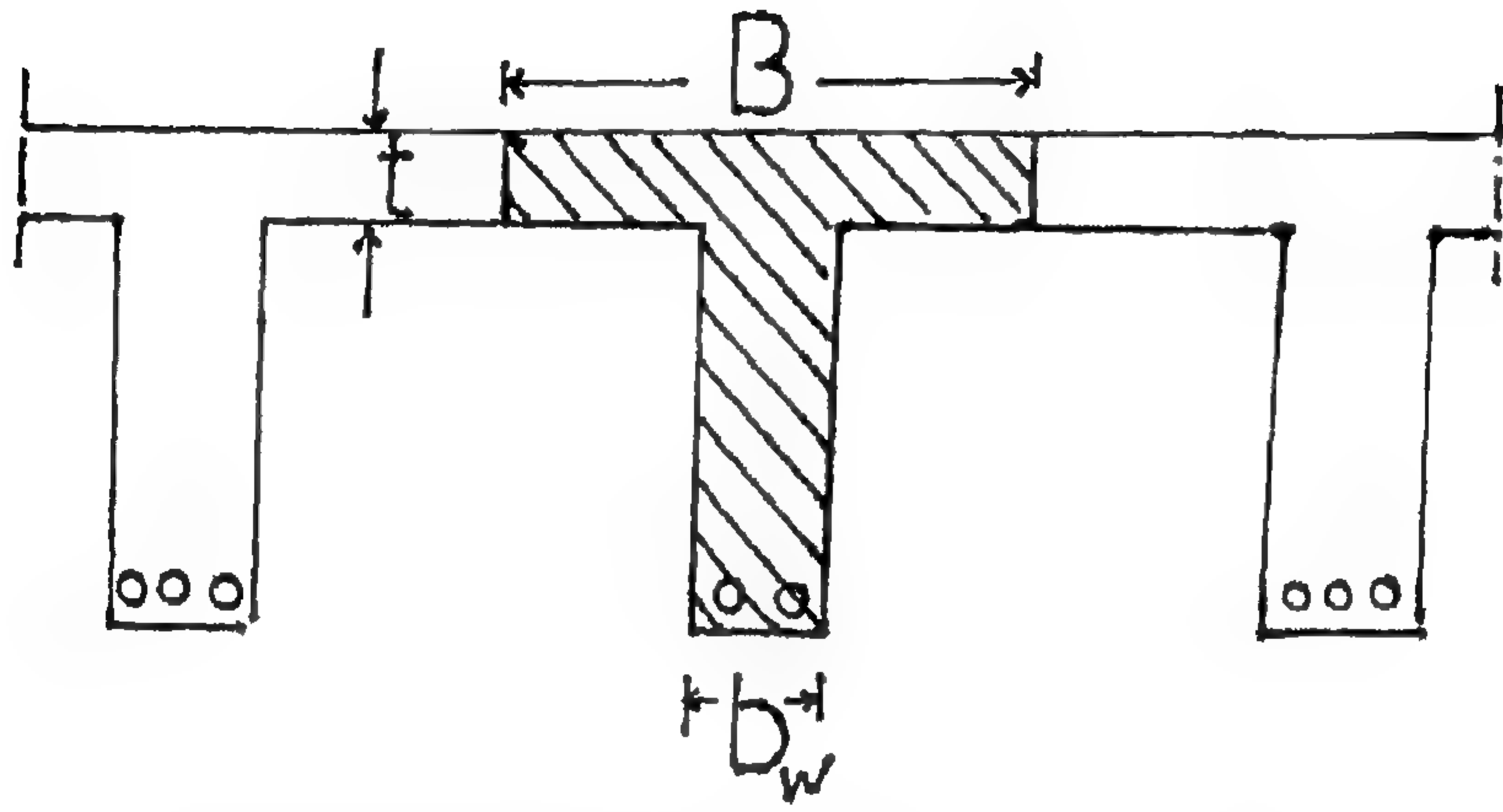
$$\begin{aligned} T &= C_c + C'_s \\ &= 23474 + 48042 = 71516 \text{ kgs} = 71.516 \text{ tons} \end{aligned}$$

الباب الرابع

Design of Reinforced Concrete T-Section

تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة (الكمرات) على شكل T-Section

في كثير من الأبنية الخرسانية المسلحة والتي تحتوى على العديد من الكمرات نجد أن السقف الخرساني (البلاطات) والكمرات الخرسانية ذو المقطع المستطيل يتم معاملتها كوحدة واحدة وتصبح الكمره جزء من السقف أى جزء من البلاطة الخرسانية المسلحة وهذا التصميم يسمى هندسياً T-beam أو T-section كما هو واضح فى الشكل (4 - 1) حيث أن جزء من السقف الخرساني والجزء العلوى من الكمره ذو المقطع المستطيل يتحمل مقاومة الضغط الطولى للإنشاء Longitudinal compressions كما يجب ملاحظة أن الجزء العلوى من الكمره سيتعرض إلى جهود جانبية ناتجة من قوى الشد أو الضغط للسقف الخرساني، ومن الممكن حساب العرض الفعلى للفلانجة Effective width of Flange فإذا كان عرض الفلانجة (الذراع) أكبر بقليل من عرض الكمره الخرسانية stem or web يمكن اعتبار أن الجزء العلوى من الكمره يقاوم جهود الضغط المتولدة وتسمى Isolated beam أما إذا امتدت الفلانجة إلى منتصف السقف نجد أن الفلانجة فى المنتصف تتحمل جهود أقل من الضغط عن نظيره فى المنطقة فوق web وذلك بسبب تأثير shearing deformation of the flange وخواص القطاعات الخرسانية المسلحة على شكل T-section تعتمد على خط محور التعادل Neutral Axis والذي يمر إما بالفلانجة أو يمر بالويب



شكل (1 - 4) يوضح T - section فى قطاع يحتوى على
 عديد من الكمرات الخرسانية المسلحة

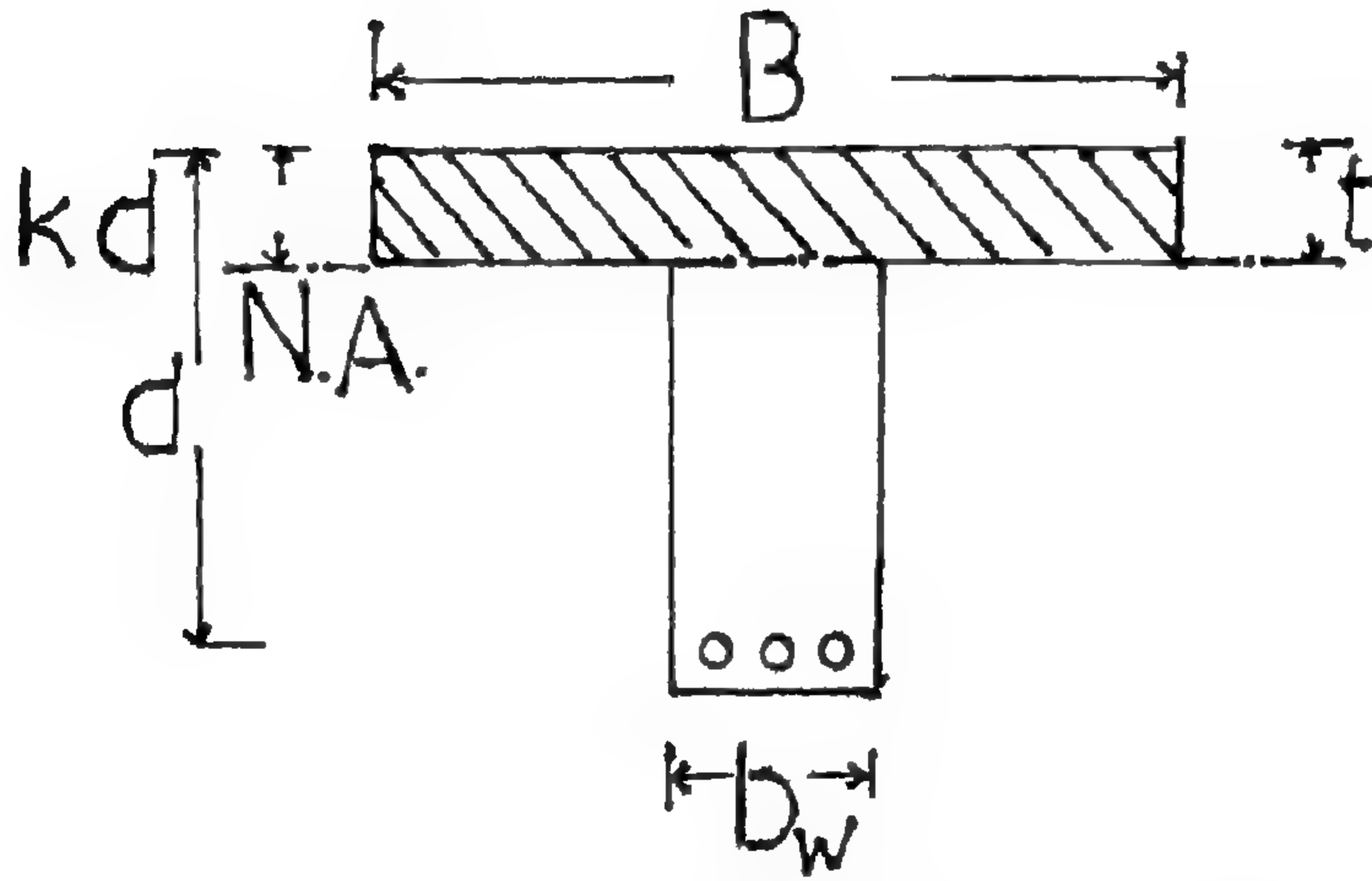
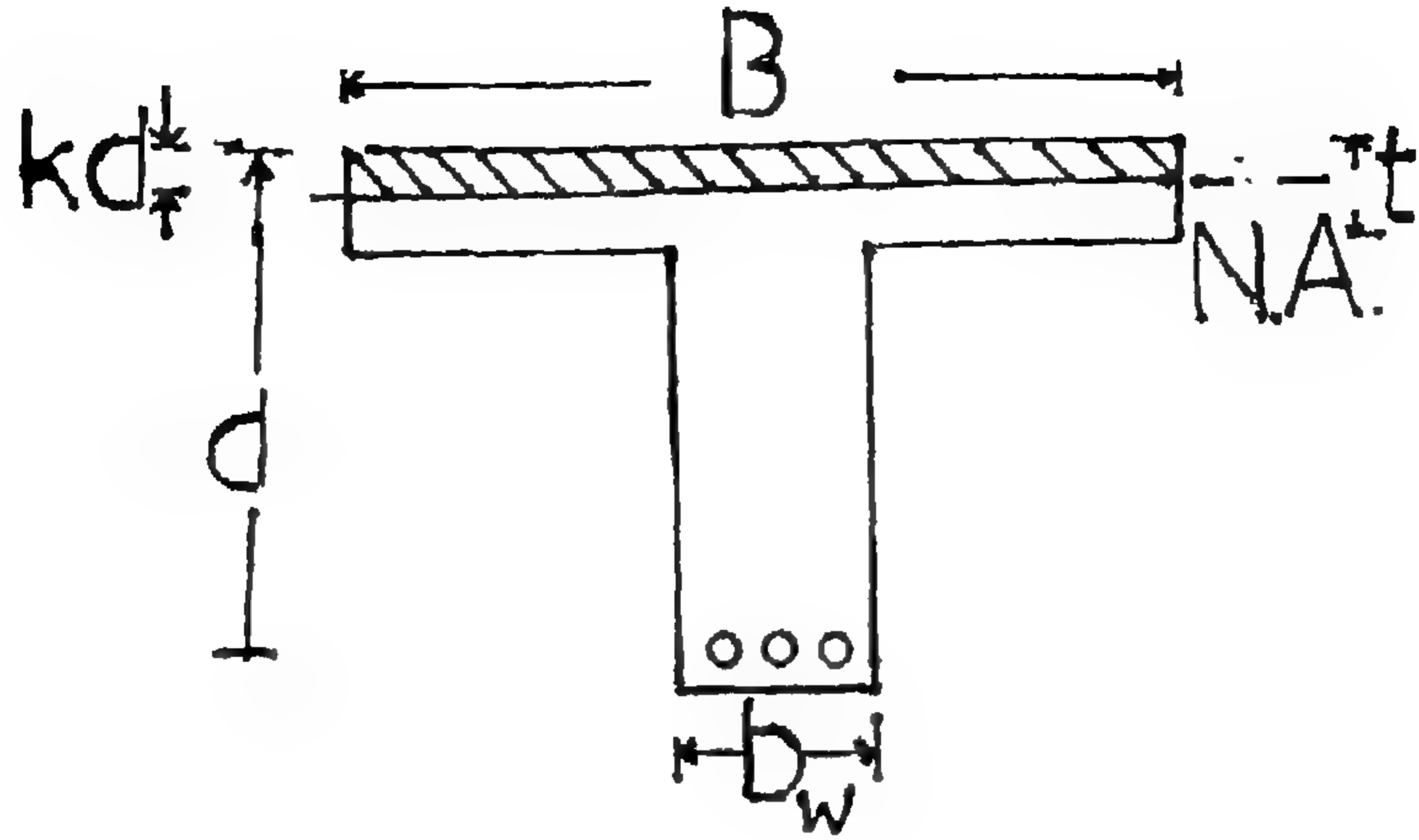
وبالتالى يمكن تحديد طريقة تصميم القطاع وكمية حديد التسليح وأيضا حساب الجهود المؤثرة على القطاع ويوجد نظامين لمرور خط محور التعادل فى القطاع

A- the neutral axis of the section falls within the slab or flange of the T-Beam as shown in figure (4 – 2).

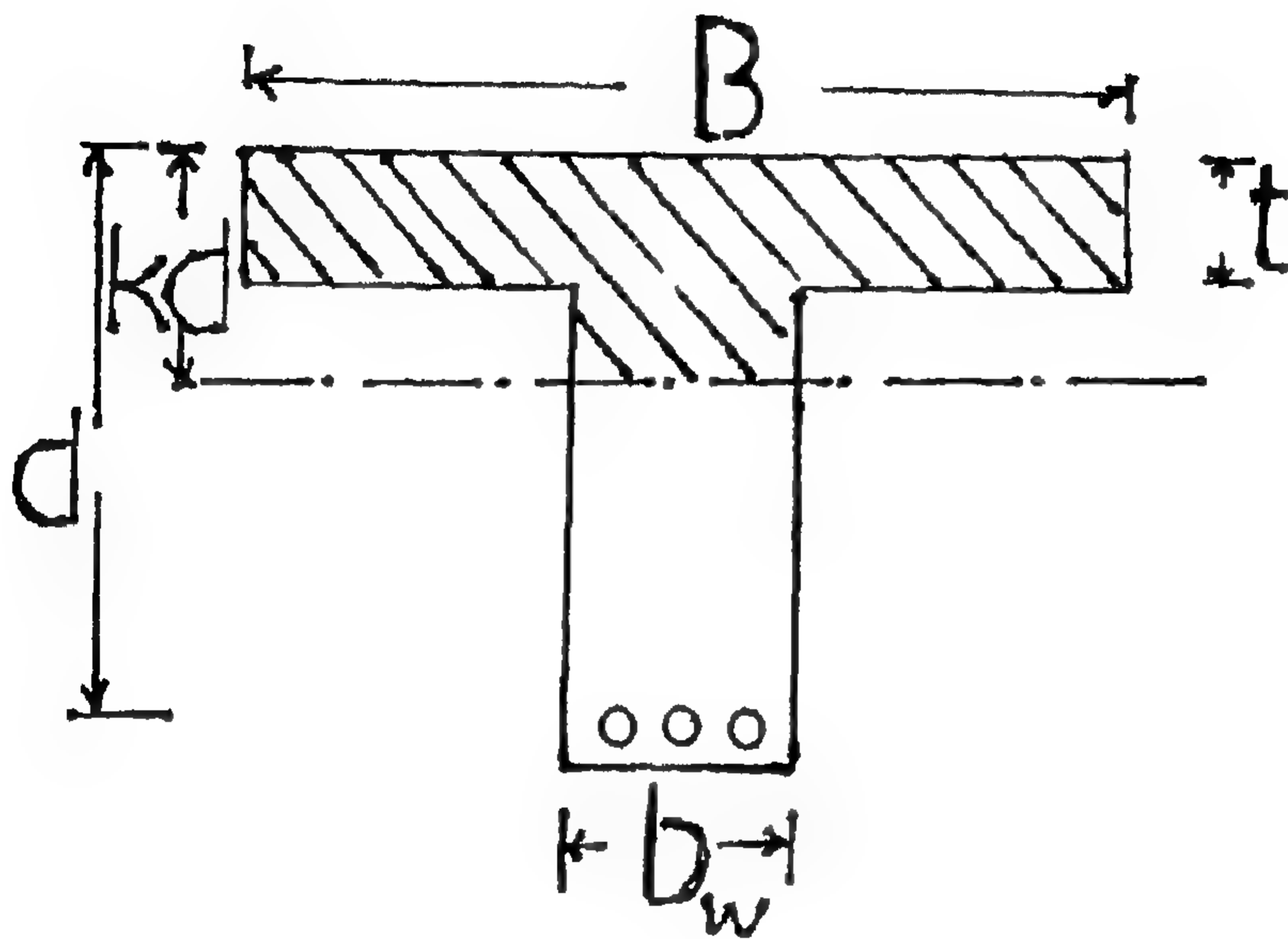
- 1- Neutral Axis of the section falls within the slab or flange of the T-beam.
- 2- The analysis for the section is the same as for rectangular beam.
- 3- The effect of the concrete below the neutral axis has been neglected.
- 4- The beam would be analyzed as a simple rectangular one with width b .
- 5- The area of the flange is capable of resisting the compressive force.

B- The neutral axis of the section falls below the slab or flange as shown in figure, figure (4 – 3).

- 1- The neutral axis falls below the slab.
- 2- The area of the flange is not capable of resisting the compressive force.
- 3- The effect of the flange only is considered then added to the rectangular portion or stem.
- 4- The previous expressions are not applicable.



شكل (2 - 4) قطاع من الخرسانة المسلحة على شكل (T)
ومحور التعادل يمر خلال الفلانة (الذراع)



شكل (3 - 4) قطاع من الخرسانة المسلحة على شكل (T)
ومحور التعادل يمر خلال الويب

أولاً: تصميم عمق القطاع الخرساني المسلح (d) وكمية حديد التسليح في جانب قوى الشد (A_s) عند مرور خط محور التعادل في الزراع (flange):

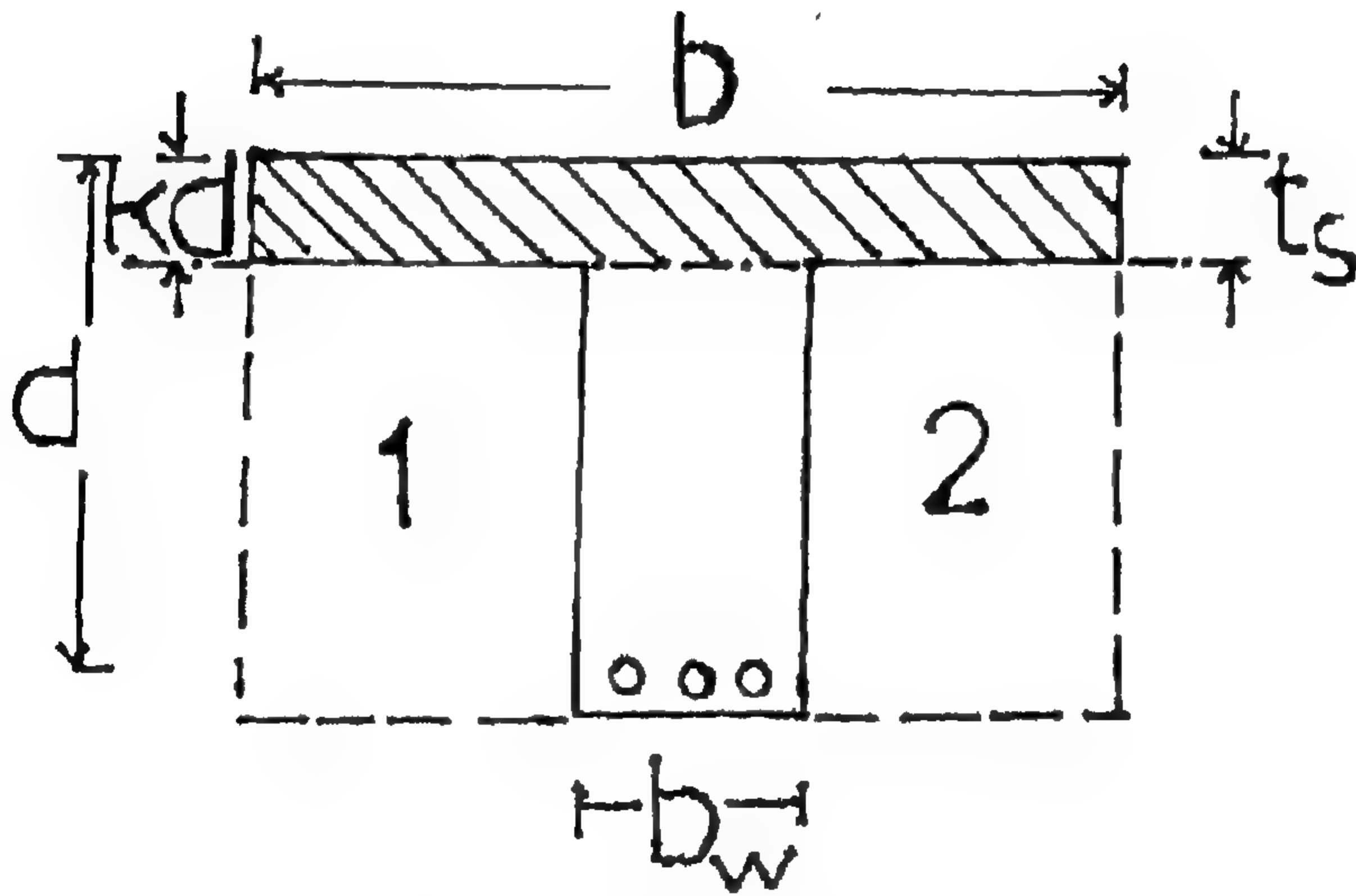
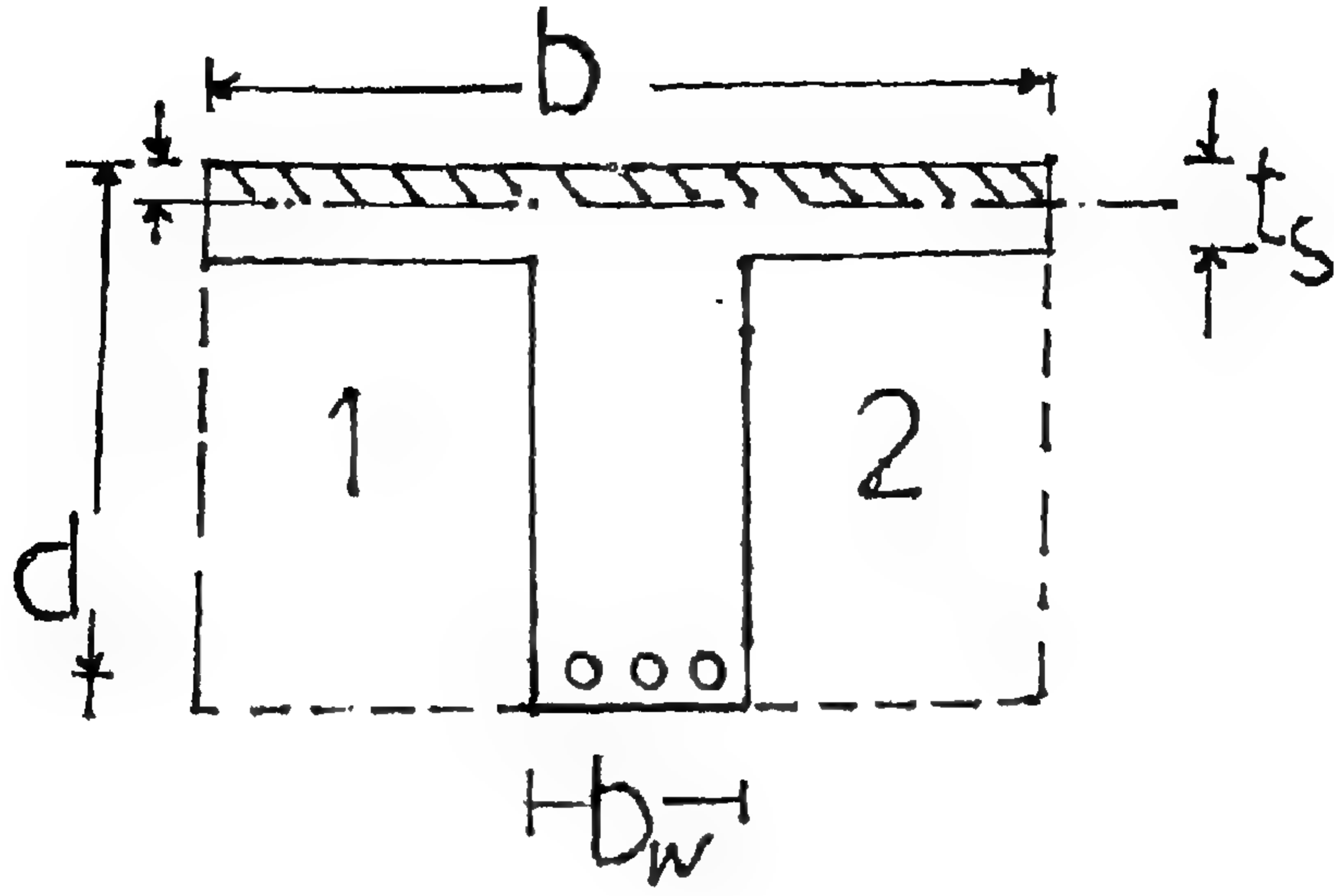
إذا حسب المسافة بين الحافة العلوية للقطاع ومحور التعادل أي (kd) ووجد أن أنه أقل من أو يساوي سمك السقف t أي أن:

$$kd \leq t$$

يمكن اعتبار القطاع من حيث التصميم أنه كمره مستطيله ذات عرض (b) The effective flange width كما في الشكل (4 - 4) اعتبار أن القطاع لا يتحمل اجهادات عزوم تضاف اليه حيث أن المساحتين 1 , تقع في منطقة الشد حيث تهمل اجهادات العزم للخرسانة في منطقة الشد وتطبق جميع القوانين والجداول الخاصة بتصميم الكمرات وحديد التسليح في جانب قوى الشد فقط.

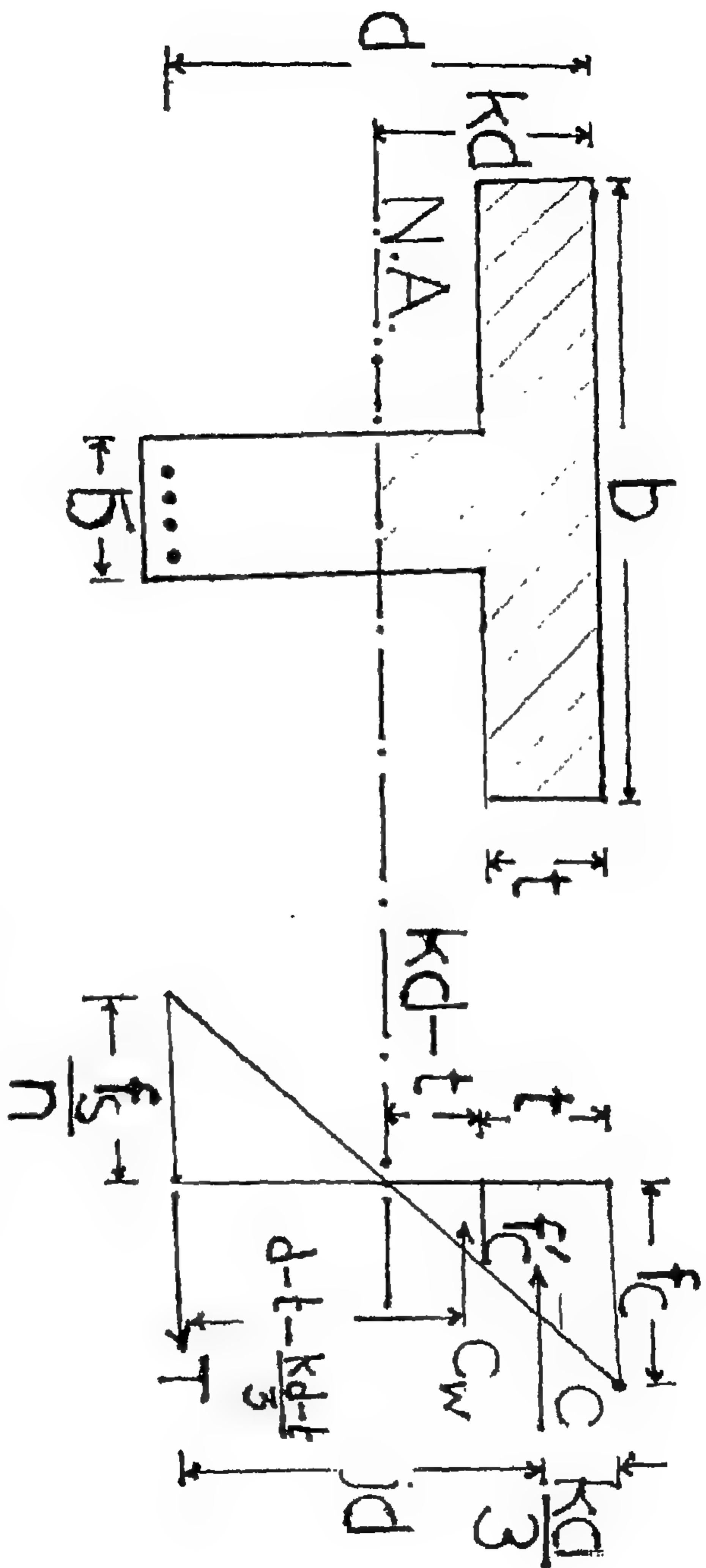
ثانياً: تصميم عمق القطاع الخرساني المسلح (d) وكمية حديد التسليح في جانب جهود الشد (A_s) عند مرور خط محور التعادل في الويب web بطريقة إيجاد العمق المكافئ كما هو واضح من تحليل القوى في شكل (4 - 5).

المطلوب إيجاد عمق القطاع (d) على شكل T- section وكذلك كمية حديد التسليح في جانب قوى الشد (A_s).



شكل (4 - 4) تصميم قطاع (T) على أنه كمره مستطيلة

Effective Flange Width



شكل (4-5) تحليل القوى على قطاع خرساني مسلحة T-section
حيث أن حديد التسليح في جانب إجهادات الشد

1- Assuming Rectangular section

Compressive total force

$$C = \frac{1}{2} f_c (kd_o) b ,$$

$$jd_o = \left(d_o - \frac{kd_o}{3} \right) \dots\dots\dots(1)$$

Carrying total moment

$$M = C (jd_o) = \frac{1}{2} f_c (kd_o) b \left(d_o - \frac{kd_o}{3} \right) \dots\dots\dots(2)$$

2- Assuming T-section

$$C_w = \frac{1}{2} f'_c (kd_o - t) b \dots\dots\dots(3)$$

ومن تشابه المثلثين:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{kd_o}{kd_o - t}$$

$$f'_c = f_c \frac{kd_o - t}{kd_o} \dots\dots\dots(4)$$

بالتعويض في المعادلة (3) بالمعادلة (4)

$$C_w = \frac{1}{2} f_c \left(\frac{kd_o - t}{kd_o} \right) (kd_o - t) b$$

$$\begin{aligned} M_w &= C_w \left(d_o - t - \frac{kd_o - t}{3} \right) \\ &= \frac{1}{2} f_c b \left(\frac{kd_o - t}{kd_o} \right) (kd_o - t) \left(\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3} \right) \end{aligned}$$

$$M_w = b f_c \frac{(kd_o - t)^2}{2(kd_o)} \left[\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3} \right] \dots\dots\dots(5)$$

إيجاد النسبة بين العزم الذى يتحمله الجذع (web) فوق خط التعادل (N.A.) إلى العزم الذى يتحمله الذراع (flange) + الجذع (web)

$$\begin{aligned} \frac{M_w}{M} &= \frac{b f_c \frac{(kd_o - t)^2}{2(kd_o)} \left[\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3} \right]}{\frac{1}{2} f_c (kd_o) b \left(d - \frac{kd_o}{3} \right)} \\ &= \frac{(kd_o - t)^2}{2(kd_o)^2} \cdot \left(\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3 \left(d - \frac{kd_o}{3} \right)} \right) \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

$$\frac{M_w}{M} = \left(\frac{kd_o - t}{kd_o} \right)^2 \cdot \left(\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3d - kd_o} \right) = \alpha < 1 \dots\dots\dots(7)$$

α : نسبة العزوم على الجذع web إلى العزوم على الذراع flange والجذع web.

$$\frac{M_w}{M} = \alpha < 1 \dots\dots\dots(8)$$

$$M_w = \alpha M$$

Actually:

$$M = M_f + M_w \dots\dots\dots(9)$$

$$M_f = M - M_w \\ = M - \alpha M$$

$$M_f = M (1 - \alpha)$$

$$M_f / M = (1 - \alpha) < 1 \dots\dots\dots(10)$$

ومن الملاحظ أن زيادة عمق القطاع وأيضا زيادة في طول الفلانجة (الذراع) فهي أيضا تسبب في زيادة متوسط جهد تحمل الخرسانة f_c بنسبة يمكن إثباتها أنها β حيث أنها تتبع العلاقة الرياضية الآتية:

$$\beta = \alpha \left(\frac{t/2 \cdot}{kd_o - \frac{t}{2}} \right) \dots\dots\dots(11)$$

وبالتالى يمكن إيجاد عمق القطاع الخرساني على شكل T-section الحقيقى (d) بتطبيق العلاقة الآتية وحيث أن العمق القطاع المكافئ (d_o) فى حالة اعتبار القطاع على شكل مستطيل

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha) (1 + \beta)} \dots\dots\dots(12)$$

ويمكن حساب خط التعادل (N.A) من العلاقة الآتية:

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d \dots\dots\dots(13)$$

ويمكن تلخيص تصميم قطاع خرساني مسلح على شكل T-section في الخطوات الآتية:

١- يعامل القطاع الخرساني المسلح T-Section على أنه قطاع ذو مقطع مستطيل بالعرض (b) وبالتالي يمكن إيجاد العمق المكافئ d_o من الجداول أو قوانين تحليل القوى على كمره خرسانية وحديد التسليح في جانب قوى الشد وبالتالي يمكن حساب.

$$k, j, k_1, k_2, d_o$$

٢- تحديد خط محور التعادل Neutral Axis وأيضا إيجاد قيم α, β مستخدما عمق القطاع المكافئ d_o حيث:

$$\alpha = \frac{M_w}{M}, \quad \beta = \alpha \left(\frac{t/2}{kd_o - t/2} \right)$$

٣- إيجاد قيم لعمق القطاع الحقيقي على أساس ان القطاع الخرساني المسلح على شكل T-section من العلاقة الآتية

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha)(1 + \beta)}$$

٤- يتم حساب خط محور التعادل الجديد على أساس ان القطاع على

شكل T-section

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d$$

إيجاد كمية حديد التسليح A_s من العلاقات الرياضية الآتية على أساس تحليل القوى والاجهادات في القطاع.

١- إجهادات الضغط في منتصف الفلأنجه

$$f_{co} = f_c \frac{kd - t/2}{kd}$$
$$= \frac{1}{2} (f_c + f'_c)$$

٢- إيجاد قوى الضغط.

$$C = f_{co} (t) (b)$$

٣- إيجاد المسافة بين القوتين T and C

$$jd = d - z$$

$$Z = \frac{t}{3} \left(\frac{3(kd) - 2t}{2(kd) - t} \right)$$

٤- التحقق من ان عزوم الانحناء المحسوبة تتساوى مع عزوم الانحناء المعرض لها القطاع T-section.

$$M = C (jd)$$

٥- إيجاد كمية حديد التسليح (A_s).

$$C = T = A_s f_s$$

$$A_s = \frac{C}{f_c}$$

٦- اختيار قطر وعدد أسياخ حديد التسليح من الجدول والتي تقاوم إجهادات الشد.

Example (1):

Design a T-section shown to resist bending moment of 4 t.m if a flange width is 160 cm a web width is 30 cm and flange thickness is 10 cm. The allowable stresses are $f_c \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ as shown in the following figure (4 – 6).

أولاً: يعامل القطاع على انه قطاع مستطيل لإيجاد عمق القطاع المكافئ d_o بطريقة المعاملات من الجدول.

أولاً: بطريقة الثوابت

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}, \quad k_2 = j f_s$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2}{k j f_c}}, \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

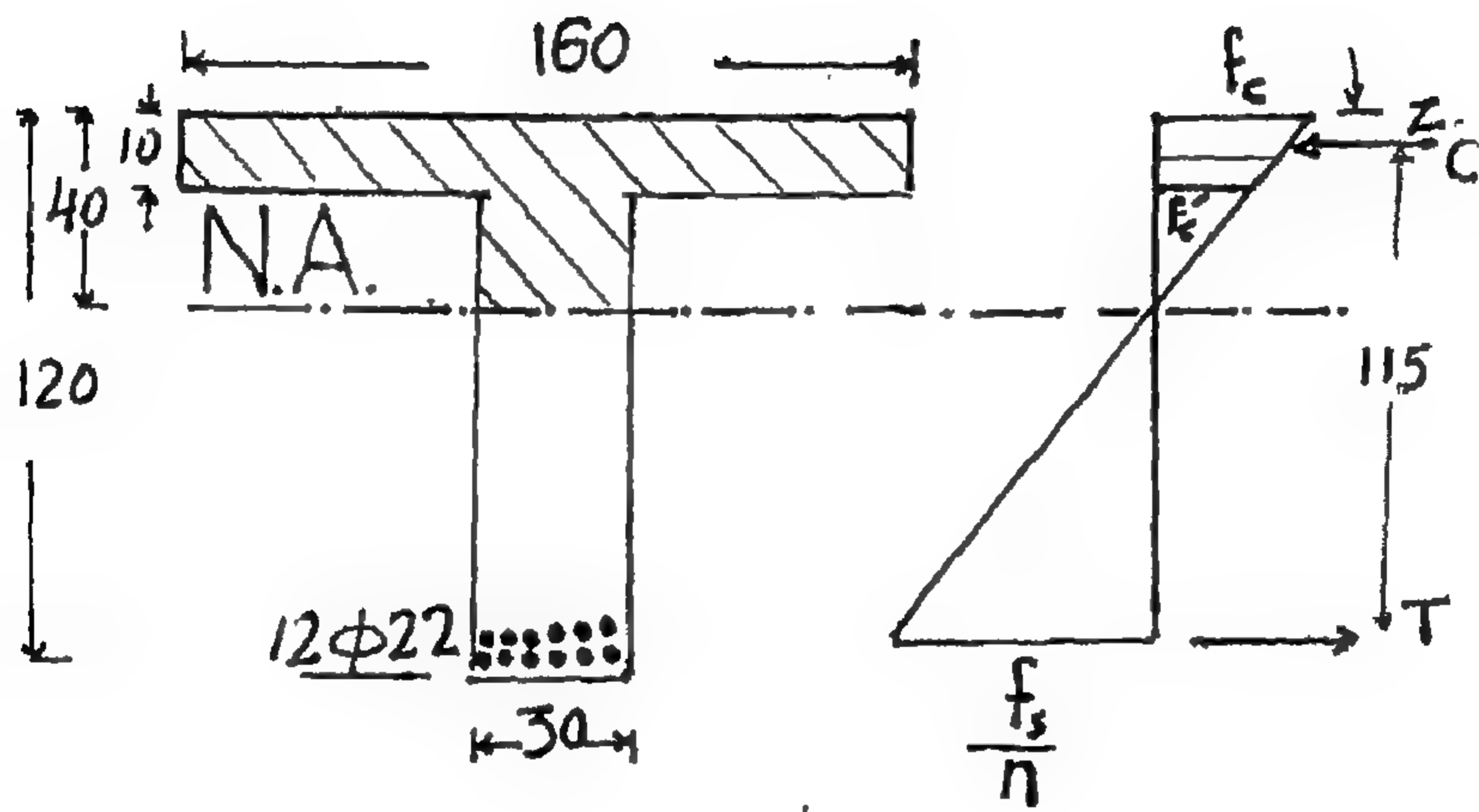
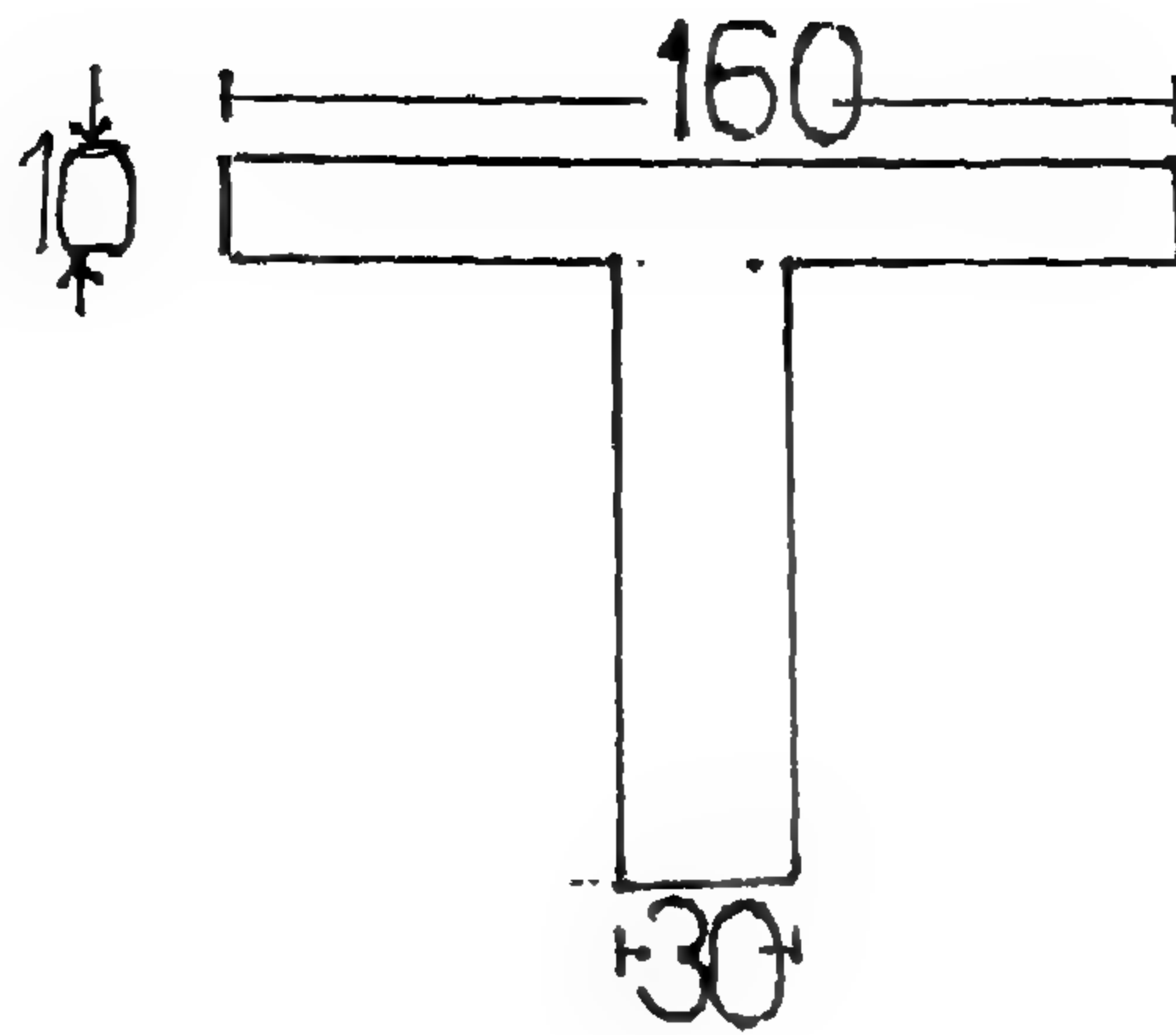
$$d_o = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \dots\dots\dots(1)$$

For

$$f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_o = 0.41 \sqrt{\frac{64(10)^5}{160}} = 82 \text{ cm}$$



شکل (4 - 6) تصميم قطاع خرساني مسلح على شكل T-section
ومعرض لعزوم انحناء

ثانياً: بطريقة اتزان القوى على القطاع

$$(kd_o) = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} d_o$$

$$kd_o = \frac{40}{40 + \frac{1200}{15}} (d_o) = 0.333 d_o$$

$$\begin{aligned} jd_o &= d_o - \frac{kd_o}{3} = d_o - \frac{0.333 d_o}{3} \\ &= d_o (1 - 0.111) = 0.889 d_o \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{1}{2} f_c (kd_o) b \\ &= \frac{1}{2} (40) (0.333 d_o) (160) = 1065.6 (d_o) \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= C (jd_o) \\ &= (1065.6 d_o) (0.889 d_o) \end{aligned}$$

$$64 (10)^5 = 947.32 d_o^2$$

$$d_o = \sqrt{\frac{64 (10)^5}{947.32}} = 82.19 \text{ cm}$$

ملحوظة

لا يوجد فرق بين طريقة الثوابت أو اتزان القوى فى القطاع

ثالثاً: إيجاد الثوابت α , β

$$\begin{aligned} kd_o &= 0.333 d_o \\ &= 0.333 (82.19) = 27.37 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\alpha = \left(\frac{(kd_o) - t}{(kd_o)} \right)^2 \left(\frac{(3d_o) - 2t - (kd_o)}{3d_o (kd_o)} \right) = \frac{M_w}{M}$$

$$= \left(\frac{27.37 - 10}{27.37} \right)^2 \left(\frac{3(82.19) - 2(10) - 27.37}{3(82.19) - 27.37} \right)$$

$$= 0.366 < 1$$

$$M_w = 0.366 M$$

$$\beta = \alpha \left(\frac{t/2}{kd_o - t/2} \right) = 0.366 \left(\frac{10/2}{27.37 - \frac{10}{2}} \right) = 0.082$$

رابعاً: إيجاد عمق القطاع الحقيقي (d) على أساس T- section

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha)(1 + \beta)}$$

$$= \frac{82.19}{(1 - 0.366)(1 + 0.082)} = 119.8 \cong 120 \text{ cm}$$

خامساً: حساب N.A. الحقيقي

$$kd = 0.333 d$$

$$= 0.333(120) = 39.96 \text{ cm}$$

$$\cong 40 \text{ cm}$$

سادساً: إيجاد كمية حديد التسليح المطلوبة (A_s)

$$f_{co} = f_c \left(\frac{kd - t/2}{kd} \right)$$

$$f_{co} = 40 \left(\frac{39.96 - \frac{10}{2}}{39.96} \right) = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{co} = (f_c + f'_c)/2$$

$$\begin{aligned} C &= (f_{co}) (t) (b_f) = \frac{1}{2} (f_c + f'_c) t \cdot b_f \\ &= (35) (10) (160) = 56000 \text{ kg} = 56 \text{ Tons} \end{aligned}$$

وحيث ان z

$$z = \frac{t}{3} \left(\frac{3(kd) - 2t}{2(kd) - t} \right)$$

$$z = \frac{10}{3} \left(\frac{3(39.96) - 2(10)}{2(39.96) - 10} \right)$$

$$= 4.8 \text{ cm} \cong \frac{t}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$jd = d - z$$

$$jd = 120 - 4.8 = 115.2 \text{ cm}$$

$$M = C (jd)$$

$$= \frac{56000 (115.2)}{(10)^5} = 64.5 \text{ M.t}$$

$$C = T = A_s \cdot f_s$$

$$A_s = \frac{C}{f_c} = \frac{56000}{1200} = 46.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Using } 12 \phi 22 \left[A_s = 45.62 \text{ cm}^2 \right]$$

تصميم قطاع خرساني مسلح على شكل T- section بطريقة العرض

المكافئ (b_e) Equivalent width.

إذا اعتبر أن الكمرة المستطيلة تعادل القطاع الخرساني على شكل T-section وذلك إذا اعتبرنا أن عزوم الانحناء في الكمرة والقطاع الخرساني على شكل T-section متساويين وبالتالي يمكن حساب العرض المكافئ equivalent width على اعتبار أن قوى الضغط (c) تعادل القوتين على الفلانة C_f والويب C_w أي أن (for T- section):

$$C = C_f + C_w$$

$$= \frac{1}{2} f_c b_w . kd + \frac{1}{2} f_c (b - b_w) . (t) . \left(2 - \frac{t}{kd} \right) \dots\dots (2)$$

$$= \frac{1}{2} f_c \left[b_w . kd + (b - b_w) . (t) . \left(2 - \frac{t}{kd} \right) \right] \dots\dots\dots (3)$$

For rectangular section

$$C = \frac{1}{2} f_c b_e (kd) \dots\dots\dots (4)$$

$$b_e = b_w + (b - b_w) \left(\frac{t}{kd} \right) . \left(2 - \frac{t}{kd} \right) \dots\dots\dots (5)$$

The lever arm may approximately be taken as:

$$jd = d - \frac{t}{2} \dots\dots\dots (6)$$

بقسمة معادلة رقم (5) على عرض القطاع الفعلي (الفلانة) (b).

$$\frac{b_e}{b} = \frac{b_w}{b} + \frac{1}{b} (b - b_w) \left(\frac{t}{kd} \right) \left(2 - \frac{t}{kd} \right) \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{b_e}{b} = \frac{b_w}{b} + \left(1 - \frac{b_w}{b}\right) \left(\frac{t}{kd}\right) \left(2 - \frac{t}{kd}\right) \dots\dots\dots(8)$$

ومن الجدول (4 - 1) يمكن إيجاد النسبة بين العرض المكافئ (b_e) إلى عرض الفلانجة (b) الفعلي

Table (4 – 1): The values of $\left(\frac{b_e}{b}\right)$ in T-section design

$\frac{b_e}{b} \backslash \frac{t}{kd}$	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0
1	1	1	1	1	1	1	1
0.9	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.8	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97
0.7	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.93
0.6	0.95	0.92	0.90	0.89	0.89	0.88	0.87
0.5	0.92	0.88	0.85	0.83	0.82	0.81	0.80
0.4	0.88	0.82	0.78	0.76	0.74	0.73	0.71
0.3	0.84	0.76	0.71	0.67	0.65	0.63	0.61
0.2	0.79	0.68	0.62	0.57	0.52	0.52	0.48

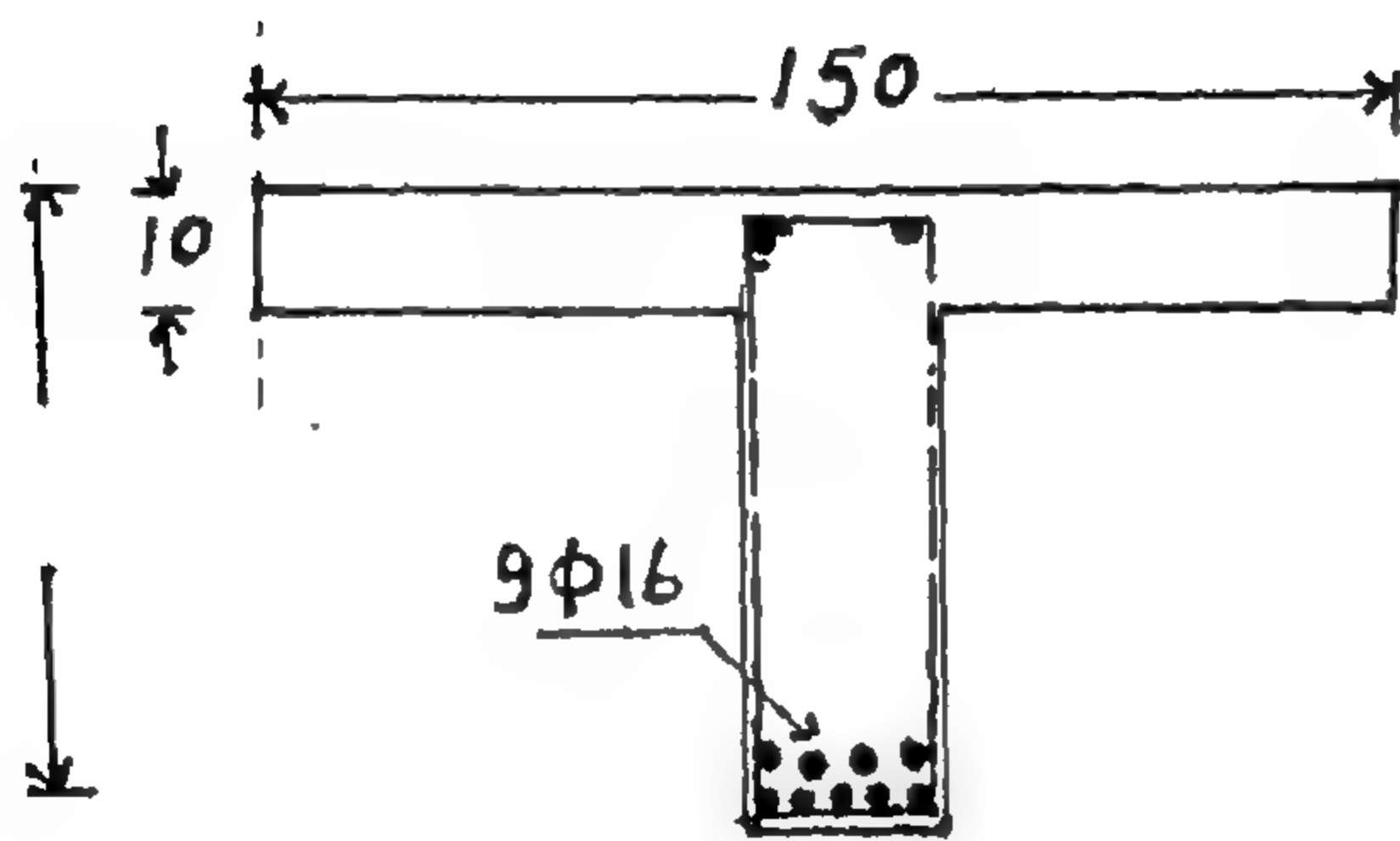
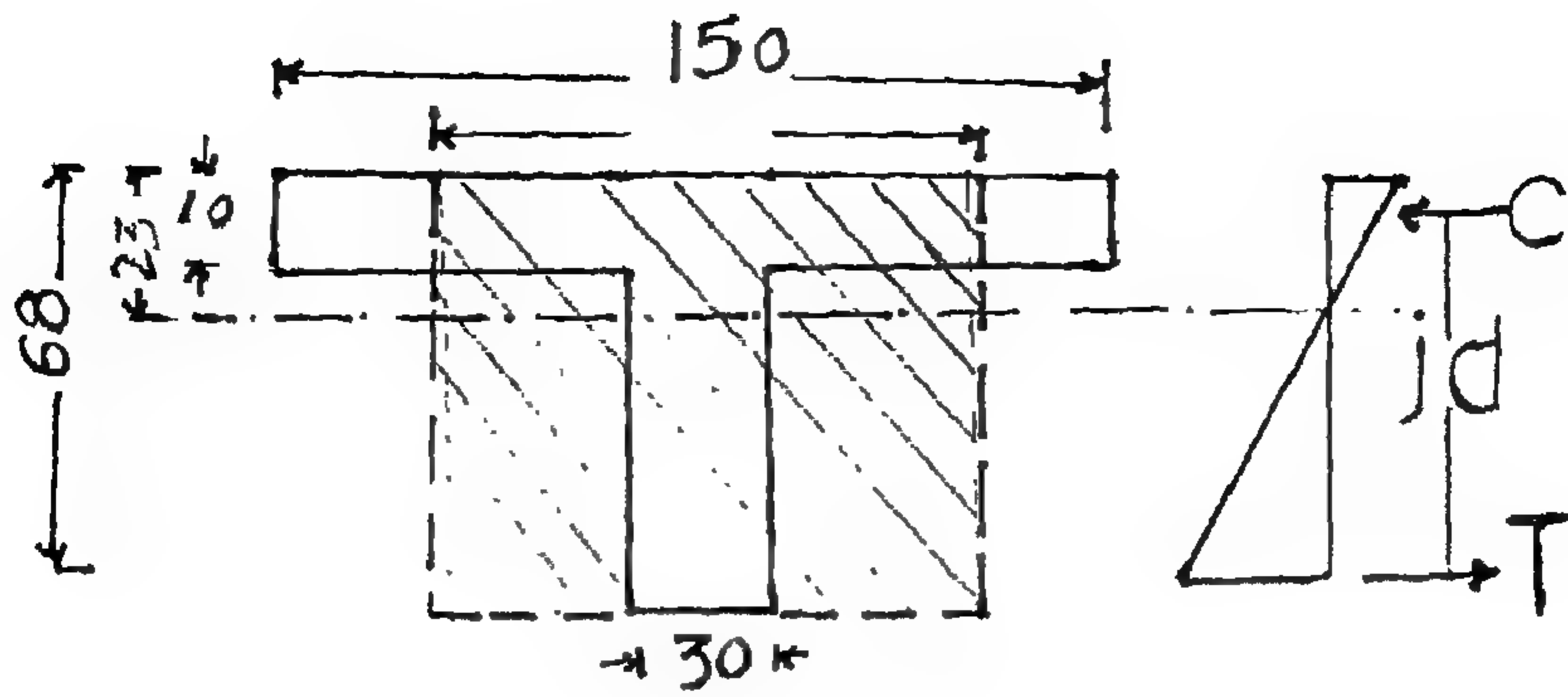
Example (2):

Design a T-section to resist a bending moment of 40 t. m

if $b = 150 \text{ cm}$, $b_w = 30 \text{ cm}$, $t = 10 \text{ cm}$

$f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

as show in figure (4 – 7).



شكل (4 - 7) تصميم قطاع خرساني مسلح على شكل T-section

بطريقة العرض المكافئ Effective flange width method

Solution:

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d$$

$$k = \frac{50}{50 + \frac{1400w}{15}} = 0.349$$

$$\text{assumed } kd = 0.14 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

and then check later with the breadth of rectangular section

$$kd = 0.14 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.14 \sqrt{\frac{40 \times 10^5}{150}} \cong 23 \text{ cm}$$

$$\frac{t}{kd} = \frac{10}{23} = 0.435$$

$$\frac{b}{b_w} = \frac{150}{30} = 5$$

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + (b - b_w) \frac{t}{kd} \left(2 - \frac{t}{kd} \right) \\ &= 30 + (150 - 30) \left(\frac{10}{23} \right) \left(2 - \frac{10}{23} \right) \\ &= 111.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$C = C_f + C_w$$

$$= \frac{1}{2} f_c [b_e \cdot (kd)] + (b - b_w) t \left(2 - \frac{t}{kd} \right)$$

$$C = \frac{1}{2} f_c b_e (kd)$$

$$f_c = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s = 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{50}{50 + \frac{1400}{15}} = 0.349$$

$$j = \left(1 - \frac{k}{3} \right) = 1 - \frac{0.349}{3} = 0.884$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2}{kj f_c}} = \sqrt{\frac{2}{(0.349)(0.884)(50)}} = 0.3627$$

$$k_2 = f_s \left(1 - \frac{k}{3} \right) = 1400 \left(1 - \frac{0.349}{3} \right) = 1237$$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b_e}} = 0.3627 \sqrt{\frac{40 \times 10^5}{111.7}} = 63 \text{ cm}$$

$$kd = (0.349)(68) = 23.7 \text{ cm}$$

Very near to our assumption

$$\text{Total depth} = d + 7 = 68 + 7 = 75 \text{ cm}$$

$$jd = 0.884(68) = 60.1 \text{ cm}$$

OR

$$jd = d - \frac{t}{2} = 68 - \left(\frac{10}{2} \right) \cong 63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} = \frac{40 \times 10^5}{1237(68)} = 47.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s (d) \left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{40 \times 10^5}{1400(68) \left(1 - \frac{0.349}{3}\right)} = 47.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 9 \phi 25 \left[A_s = 44.18 \text{ cm}^2 \right]$$

Example (3):

Design a T-Section to resist a bending moment of $M = 64 \text{ mt}$, if $b = 160 \text{ cm}$, $b_w = 30 \text{ cm}$ and $t = 10 \text{ cm}$, consider $f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$. as shown in figure (4 – 8)

Solution:

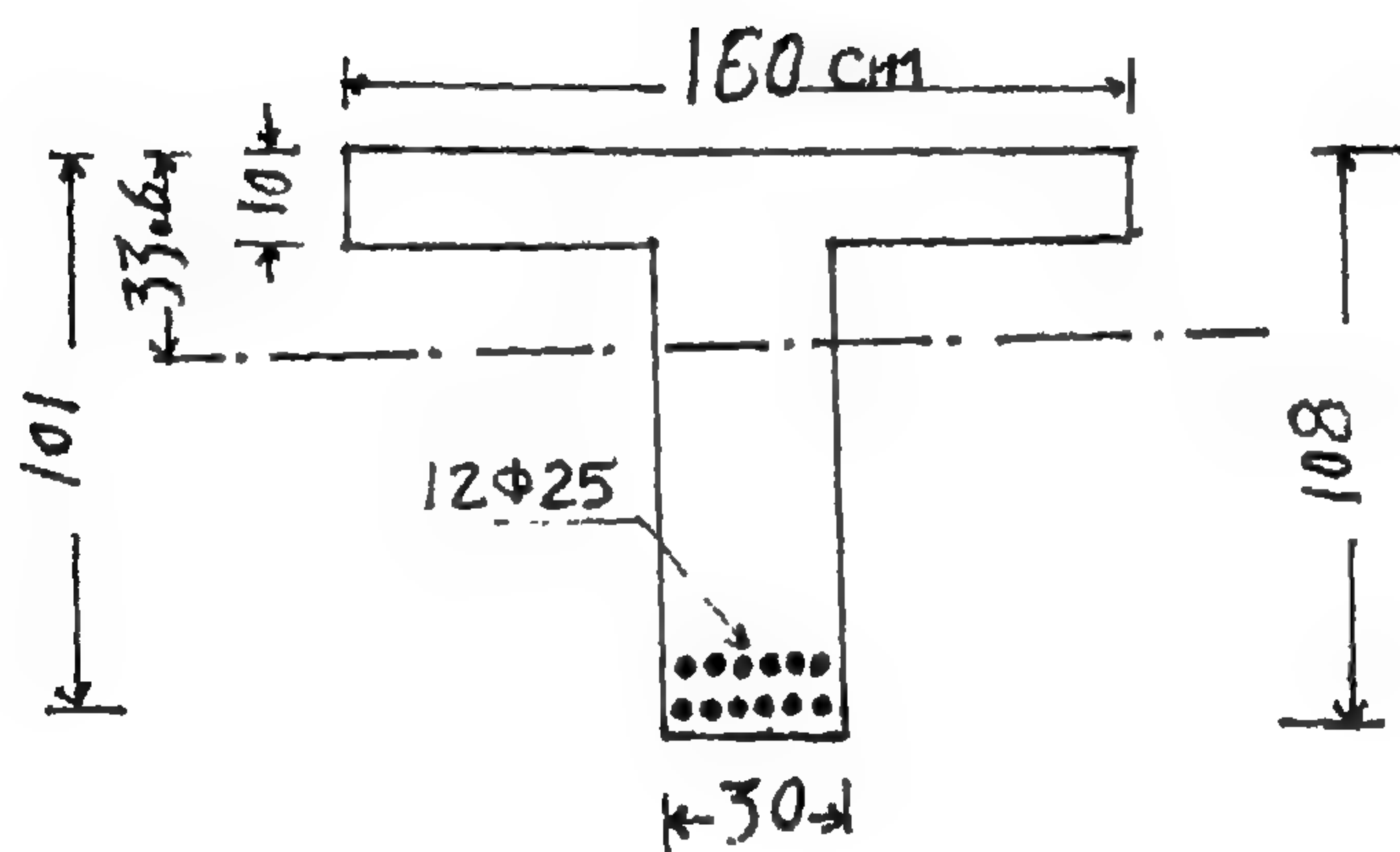
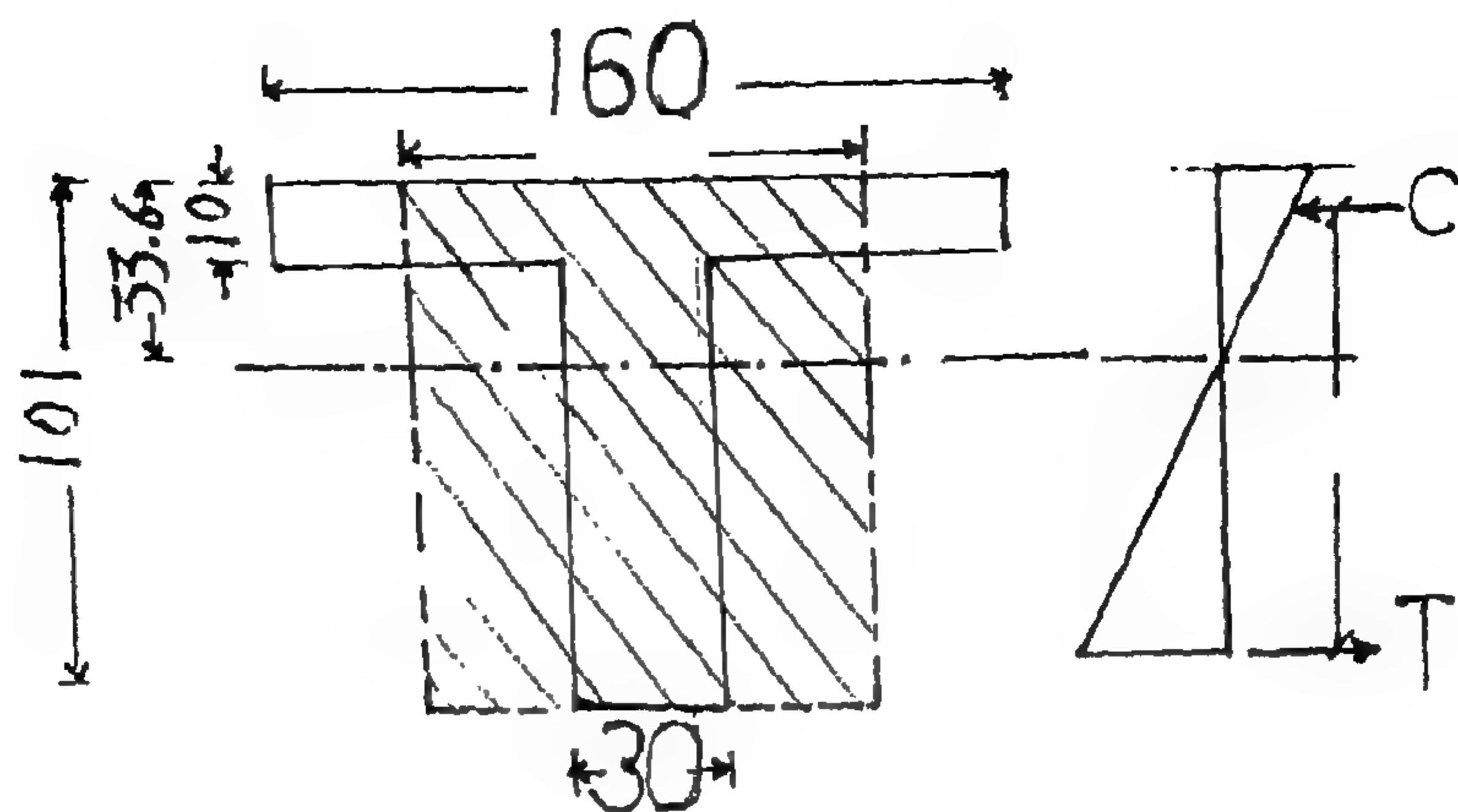
معامل القطاع على أنه قطاع مستطيل لإيجاد عرض القطاع المكافئ b_e

$$Kd = 0.14 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.14 \sqrt{\frac{64 \times 10^5}{160}} = 0.14 (200) = 28 \text{ cm}$$

$$\frac{t}{Kd} = \frac{10}{28} = 0.357$$

$$\frac{b}{b_w} = \frac{160}{30} = 5.33$$

$$b_e = b_w + (b - b_w) \frac{t}{kd} \left(2 - \frac{t}{kd}\right)$$



شكل (4 - 8) تصميم قطاع على شكل T-section
 بطريقة العرض المكافئ Effective flange width method

$$b_e = 30 + (160 - 30) \left(\frac{10}{28} \right) \left(2 - \frac{10}{28} \right)$$

$$= 30 + 76.25 = 106.25 \text{ cm}$$

من جدول Design coefficients for bending

$$K = 0.333$$

$$d = 0.889$$

$$K_1 = 0.411$$

$$K_2 = 1068$$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b_e}} = 0.411 \sqrt{\frac{64 \times 10^5}{106.25}} = 0.411 \times 245.4$$

$$= 100.87 = 101 \text{ cm}$$

$$Kd = 0.333(100.87) = 33.6 \text{ cm}$$

$$jd = 0.889(100.87) = 89.6 \text{ cm}$$

$$\text{Total depth } h = d + 7 = 100.87 + 7 = 107.87 = 108 \text{ cm}$$

$$jd = d - \frac{t}{2} = 100.87 - \frac{10}{2} = 95.87 = 96$$

حساب كمية حديد التسليح:

$$A_s = \frac{M}{K_2 d}$$

$$= \frac{64 \times 10^5}{1068(100.87)} = 59.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choose } 12\phi 25 \left[A_s = 58.9 \text{ cm}^2 \right]$$

على صفين في جانب الشد (6 bars each)

ملاحظات عند تصميم قطاع على شكل T-section

١. الجهود المسموح بها فى الخرسانة فى القطاع T-section تكون أقل كثيرا من تلك الجهود التى يسمح بها فى الكمرات المستطيلة للأسباب الآتية:

أ- الفلانجة معرضة لجهود عمودية لان الفلانجة جزء من بلاطة السقف.

ب- توزيع الجهود العمودية يقل نحو طرفى الفلانجة بحيث أن متوسط هذه الجهود أقل من الحد الأقصى لها.

ج- ليس اقتصاديا أن نستعمل جهودا عالية حيث نجد أن عمق القطاع يصبح صغير وبالتالي يزيد من نسبة حديد التسليح وفى العادة يؤخذ جهود الضغط أو الحد الأقصى لجهود الضغط فى T-section مساويا لما يتراوح بين 0.5 - 0.75 ما يسمح به فى القطاع المستطيل بحيث لا يزيد إطلاقا عن 0.75.

٢- المواصفات القياسية المصرية :

a. Isolated beam

$$t \geq \frac{1}{2} b_w$$

$$b \leq 4b_w .$$

b. L- section

$$6t \leq b \leq \frac{1}{2} \ell$$

حيث ℓ طول بحر الكمرة.

الباب الخامس

Shear Stresses Distribution and Diagonal Tension in Beams

توزيع جهود القص والشد القطرى فى الكمرات

قد يحدث كسر فى الكرة الخرسانية بواسطة قوى القص Shearing Force قبل أن تصل الكمرة إلى الإجهادات المسببة للكسر نتيجة تعرض الكمرة لعزوم الانحناء Bending Moment لذلك لابد أن يؤخذ فى التصميم تأثير قوى القص على القطاع الخرسانى. ويبدأ الكسر الناتج من قوى القص فى صورة كسر قطرى وذلك عندما يكون جهود الشد الناتجة من اتحاد جهود القص والانحناء أكبر من إجهادات الشد المسموح به فى الخرسانة ويجب ملاحظة أن كسر الكمرة الناتجة من قوى القص مستقل عن الكسور التى تحدث فى الكمرة نتيجة تعرض الكمرة لعزوم انحناء إلا أنه فى بعض الأحيان وليس دائماً تبدأ كسور أو شروخ القص بعد نهاية كسور أو شروخ الانحناء مباشرة وهذا يتوقف على أبعاد الكمرة ونظام التسليح، وفى حالة الكمرات ذات التسليح الطولى تحدث الكسور أو الشروخ كالاتى:

١- تنهشم الخرسانة فى الجزع Web نتيجة الضغوط الرأسية وذلك عندما

$$\frac{M}{Qd} < 2$$

حيث:

M: عزوم الانحناء المعرض لها الكمرة.

Q: قوى القص الناتجة.

d: عمق الكمرة الخرسانية.

٢- تحدث شروخ قطرية في الخرسانة نتيجة جهود الشد القطرية.

٣- تهشم الخرسانة في منطقة الضغط عندما $2 < \frac{M}{Qd} < 5$

٤- تحدث شروخ قطرية في الخرسانة في منطقة الضغط عندما $\frac{M}{Qd} > 2$

Where:

M : Maximum moment within the shear span.

Q : Shearing force.

d : Theoretical depth of the beam.

٥- شروخ طولية للخرسانة على امتداد حديد التسليح أى في منطقة قوى الشد بعد ظهور الكسور المائلة Shear Failure.

وتحدث الكسور في الكمرات الخرسانية عندما تتخطى قيمة جهود الشد tensile stresses جهود كلا القص وعزوم الانحناء عن جهود الشد الحرجة والتي تساوى جهود الشد في الخرسانة حيث يحدث كسور قطرية وبالتالي يحدث انهيار للكمرات نتيجة قوى القص Shear Failure ويلاحظ أن جهود الشد للخرسانة إذا كانت أصغر من معامل Modulus of Rupture وبالتالي لا توجد كسور نتيجة جهود الشد حيث أن توزيع الجهود في الكمرات

وأيضاً الانفعالات Strains هو نفسه ما يحدث في الكمرات الخاضعة لنظام التشغيل في منطقة جهود الشغل في Elastic Zone وأيضا في الكمرات ذات المادة الواحدة المتجانسة Homogeneous Beam والكمرات التي يظهر فيها حديد التسليح عند أى قيمة للانفعال Strains تكون الاجهادات في حديد التسليح مساوية n مضروباً في جهد الخرسانة:

$$f_s = n f_c$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c$$

وتعطى مساحة مكافاة من الخرسانة لحديد التسليح ويطبق حساب الاجهادات في الكمرة ذات المادة الواحدة المتجانسة.

Transformed uncracked section

For Concrete:

$$f_c = \frac{M \cdot y}{I}$$

$$f_{\max} = \frac{M \cdot C}{I}$$

For Steel:

$$f_s = n f_c = n \frac{M \cdot y}{I}$$

And the actual shear stress on a section is computed as force per unit area

$$q = \frac{Q}{bd}$$

Where:

- q: Unit horizontal shear stress, kg/cm^2
b: Thickness of the beam, cm, Or width of compression face of flexural member
d: Effective depth of beam or distance from extreme compression fiber to centriod of tension reinforcement
Q: Total shear force at section, kg
I: Moment of inertia of the beam, cm^4

Shear stress distribution in homogeneous section

توزيع جهود القص في كمره متجانسة

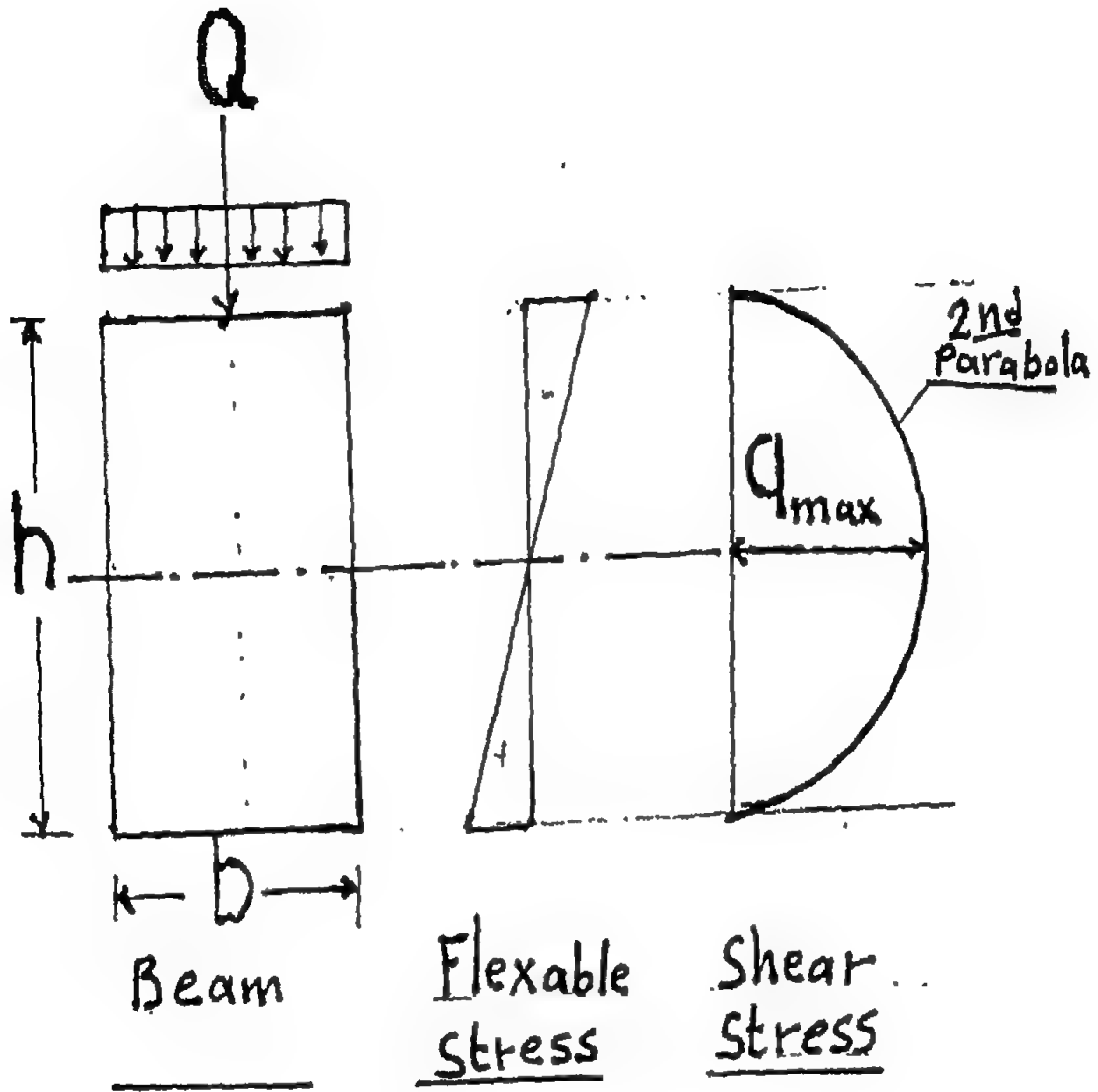
يتوقف توزيع جهود القص على كمره متجانسة على قوى القص الخارجية المؤثرة على القطاع (Q)، والعزم الاستاتيكي لمساحة القطاع (S_x) المطلوب عندها عند حساب إجهادات القص وأيضاً عزم القصور الذاتي للقطاع (I) وأيضاً أبعاد القطاع من حيث العرض (b) وارتفاع القطاع (h) وتخضع الكمرات المتجانسة إلى العلاقات الآتية كما هو موضح بشكل (1 - 5):

١- مساحة القطاع (A)

$$A = (b)(h)$$

٢- عزوم القصور الذاتي للقطاع (I)

$$I = \frac{bh^3}{12}$$



شكل (5 - 1) توزيع جهود القص وإجهادات الانحناء
في كمره متجانسة

٣- العزم الاستاتيكي للمساحة (S_x)

$$S_x = (b) \left(\frac{h}{2} \right) \cdot \left(\frac{h}{4} \right) = \frac{bh^2}{8}$$

٤- اجهادات القص المتولدة نتيجة قوى القص المؤثرة على الكرة (Q)

$$q = \frac{Q \cdot S_x}{I \cdot b}$$
$$= \frac{(kg) (cm^3)}{(cm^4) (cm)} = kg / cm^2$$

قوى القص المتولدة في الكرة نتيجة الاختلاف في عزوم الانحناء نتيجة الأحمال.

ومن الشكل يتضح أن أقصى جهود قص متولدة في الكرة:

$$Q = \frac{2}{3} q_{\max} \cdot A$$

$$q_{\max} = \frac{3}{2} \frac{Q}{A} = 1.5 \frac{Q}{A}$$

$$Q = \int w \, dx$$

حيث w توزيع الأحمال على المتر الطولي من الكرة kg/m

Shear stress distribution of Reinforced concrete beam:

توزيع إجهادات القص في كمرة خرسانية مسلحة

يوضح شكل (2 - 5) وشكل (3 - 5) توزيع جهود القص وإجهادات الانحناء لكمرة خرسانية مسلحة.

حيث أن وجود حديد التسليح في جانب منطقة الشد يقلل من حدوث الشروخ أو الكسر أو الانهيار للكمرة الخرسانية المسلحة Shear failure ولإيجاد قيم جهود القص وكذلك توزيع جهود القص في كمرة تتبع العلاقات الرياضية الآتية:

$$A_1 = \frac{2}{3} q_{\max} (kd) \dots\dots\dots (1)$$

$$A_2 = q_{\max} (d - kd) \dots\dots\dots (2)$$

$$A_1 + A_2 = \frac{2}{3} kd q_{\max} + (d - kd) q_{\max} \dots\dots\dots (3)$$

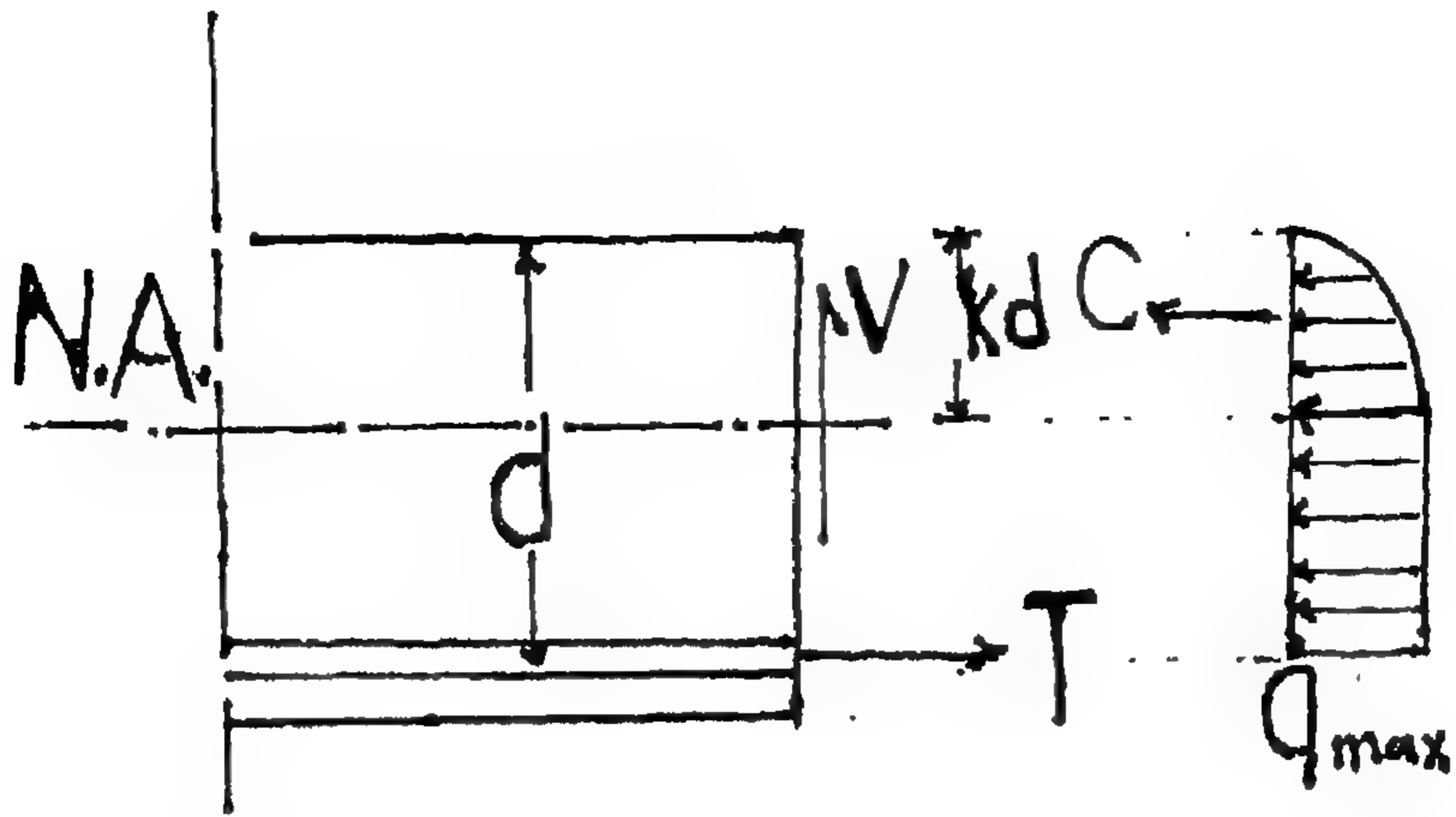
بضرب طرفي المعادلة رقم (3) في عرض القطاع b

$$(A_1 + A_2) b = b \left[\frac{2}{3} (kd) q_{\max} + (d - kd) q_{\max} \right] \dots\dots\dots (4)$$

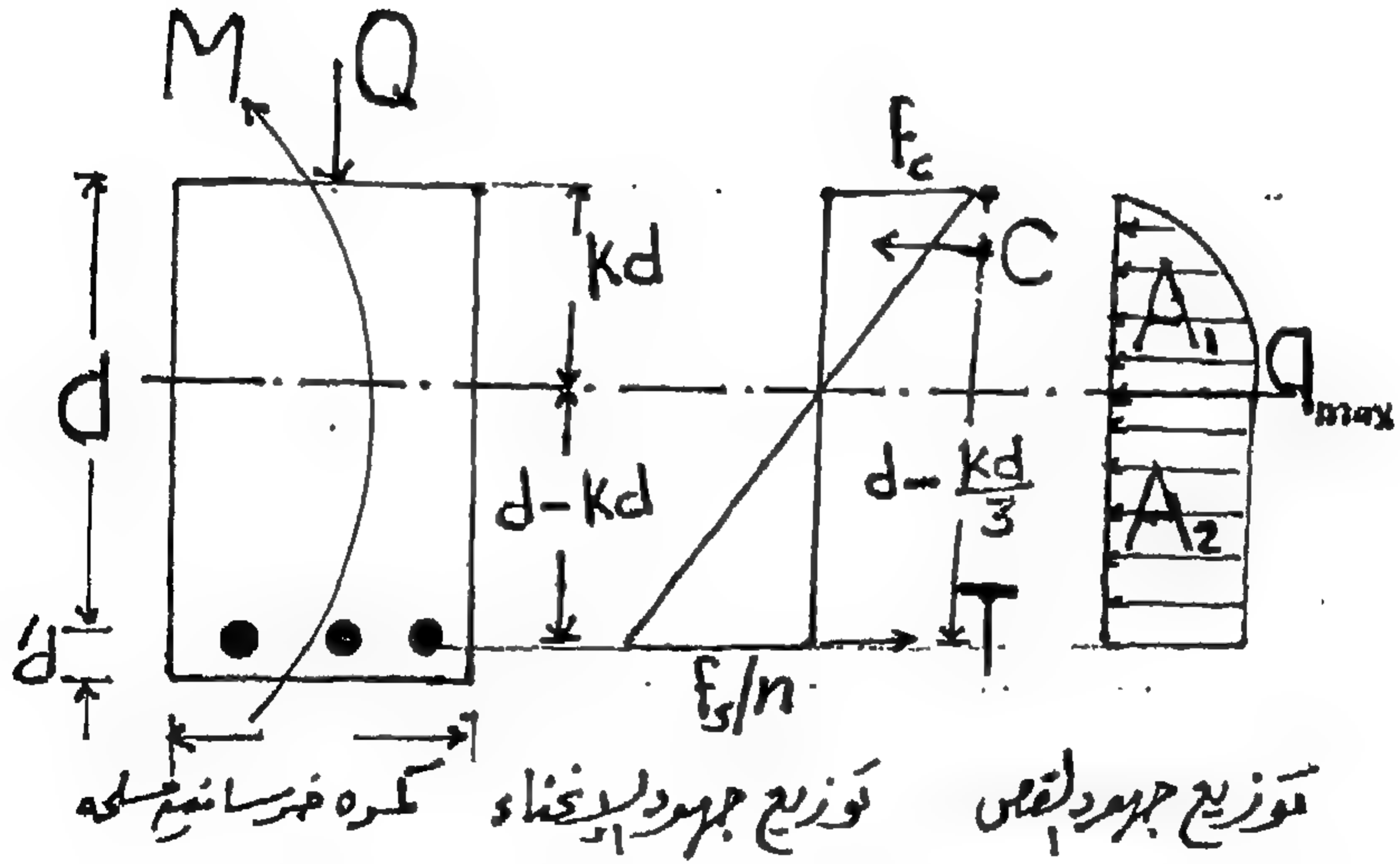
$$Q = b q_{\max} \left[\frac{2}{3} (kd) + (d - kd) \right] \dots\dots\dots (5)$$

$$q_{\max} = \frac{Q}{b \left[\frac{2}{3} kd + (d - kd) \right]} \dots\dots\dots (6)$$

$$q_{\max} = \frac{Q}{b \left(d - \frac{kd}{3} \right)} \cong \frac{Q}{0.87 bd} \dots\dots\dots (7)$$



شكل (5 - 2) توزيع إجهادات القص في قطاع من الخرسانة المسلحة
Shear stress distribution on reinforced concrete section



شكل (5 - 3) توزيع جهود القص وإجهادات الانحناء لكمره خرسانية
توزيع جهود القص توزيع جهود الانحناء كمره خرسانية مسلحة

أيضاً:

A_v Concrete area in compression zone +
equivalent area of reinforcement

$$A_v = b (kd) + n A_s \dots\dots\dots(8)$$

$$I_v = \frac{b (kd)^3}{3} + n A_s (d - kd)^2 \dots\dots\dots(9)$$

$$= b (kd) \frac{(kd)^2}{3} + n A_s (d - kd)^2 \dots\dots\dots(10)$$

$$s_x = b (kd) \cdot \frac{kd}{2} = b \frac{(kd)^2}{2} \dots\dots\dots(11)$$

Shear stress distribution in reinforced concrete T – section

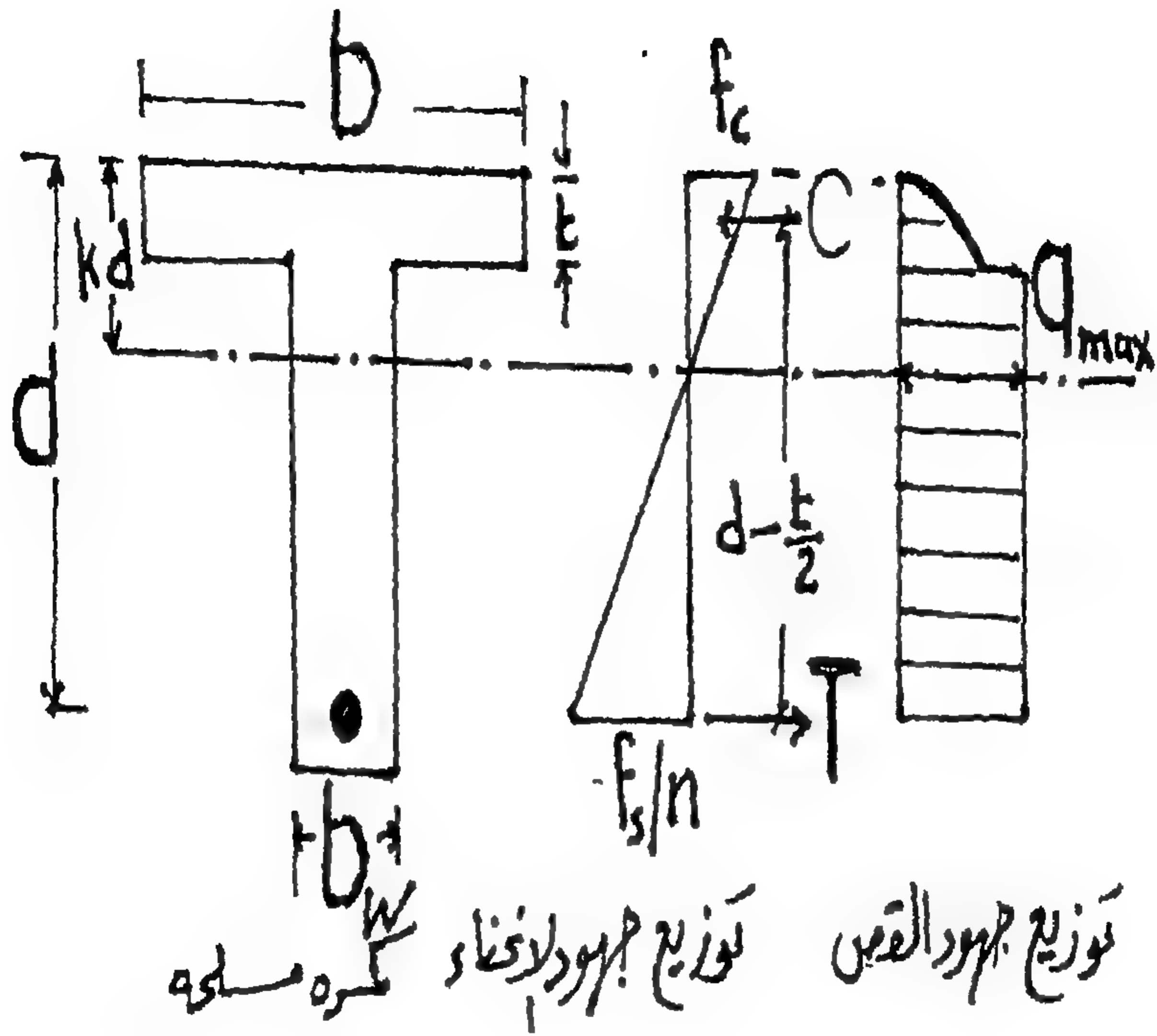
يوضح شكل (4 – 5) توزيع جهود القص وجهود الانحناء في قطاع

خرساني مسلح على شكل T-section

$$q_{\max} = \frac{Q}{b_w (d - t)}$$

Where:

q_{\max} = maximum shearing stress in a section



شكل (4 - 5) توزيع جهود القص وجهود الانحناء

في قطاع خرساني مسلح على شكل T-section

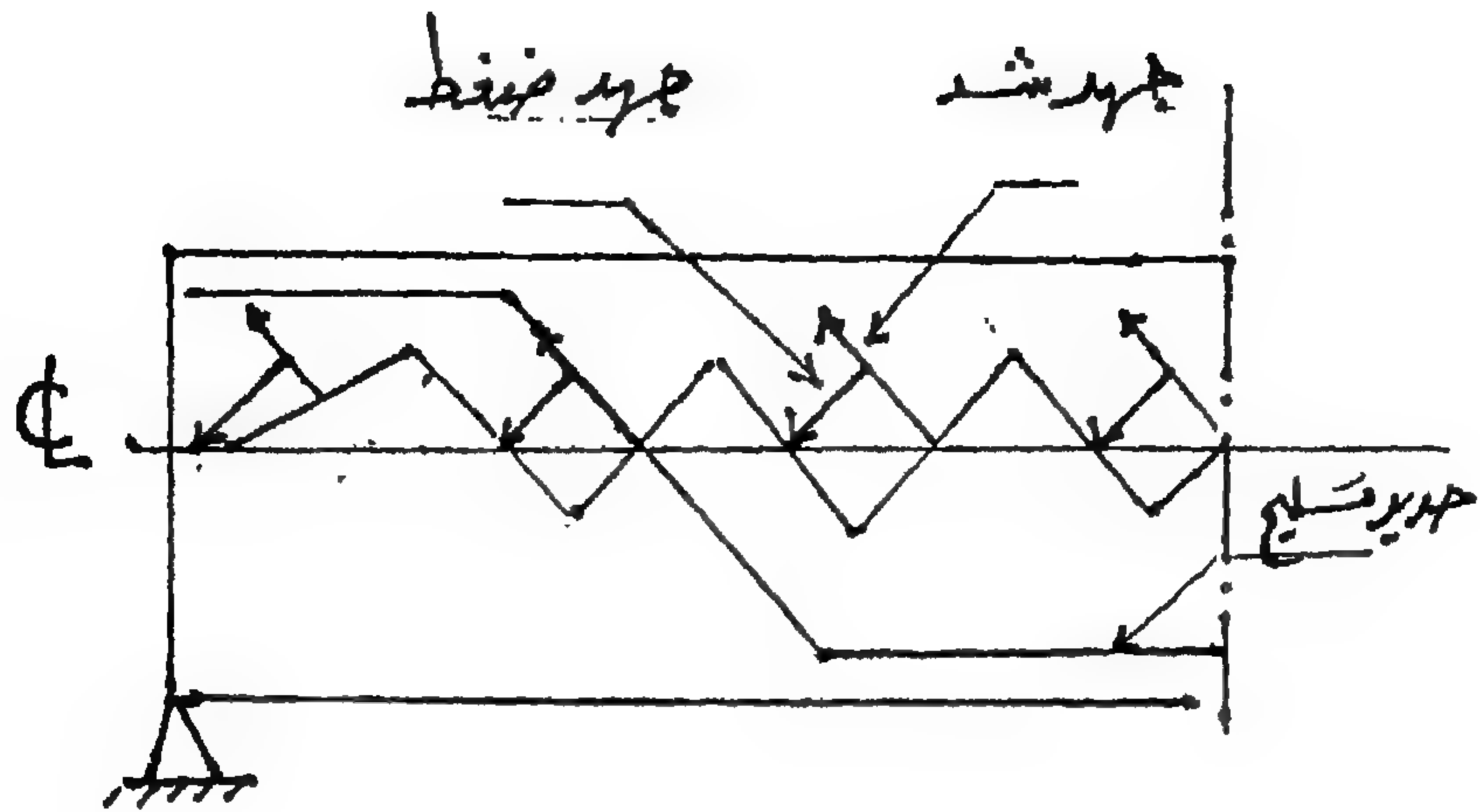
الشّد القطري للكمرة الخرسانية المسلحة Diagonal Tension in a Beam

نتيجة لوجود جهود شد وقص على أجزاء الكمرة بقيمة عظمى عن محور التعادل Neutral Axis حيث لا توجد جهود عمودية فتتولد فى الكمرة جهود رئيسية f_1 , f_2 وتكون الجهود مائلة بزاوية 45° مع كلا من الخط الأفقى والرأسى ومساوية للقيمة العددية لجهود القص q ويكون الجهد f_1 جهود شد بينما الجهد f_2 جهود ضغط وحيث أن الخرسانة ضعيفة فيما يتعلق بجهود الشد فإنه يلزم معاملتها معاملتها خاصة بالنسبة لهذه الجهود f_1 ويطلق على هذه الجهود فى العادة بالشّد القطرى أو Diagonal Tension كما هو مبين بالشكل (5-5) ويحدد جهد القص للكمرة بناء على جهد قطري بما لا يتجاوز القيمة q_1 فى الجدول الآتى (المواصفات الفنية المصرية).

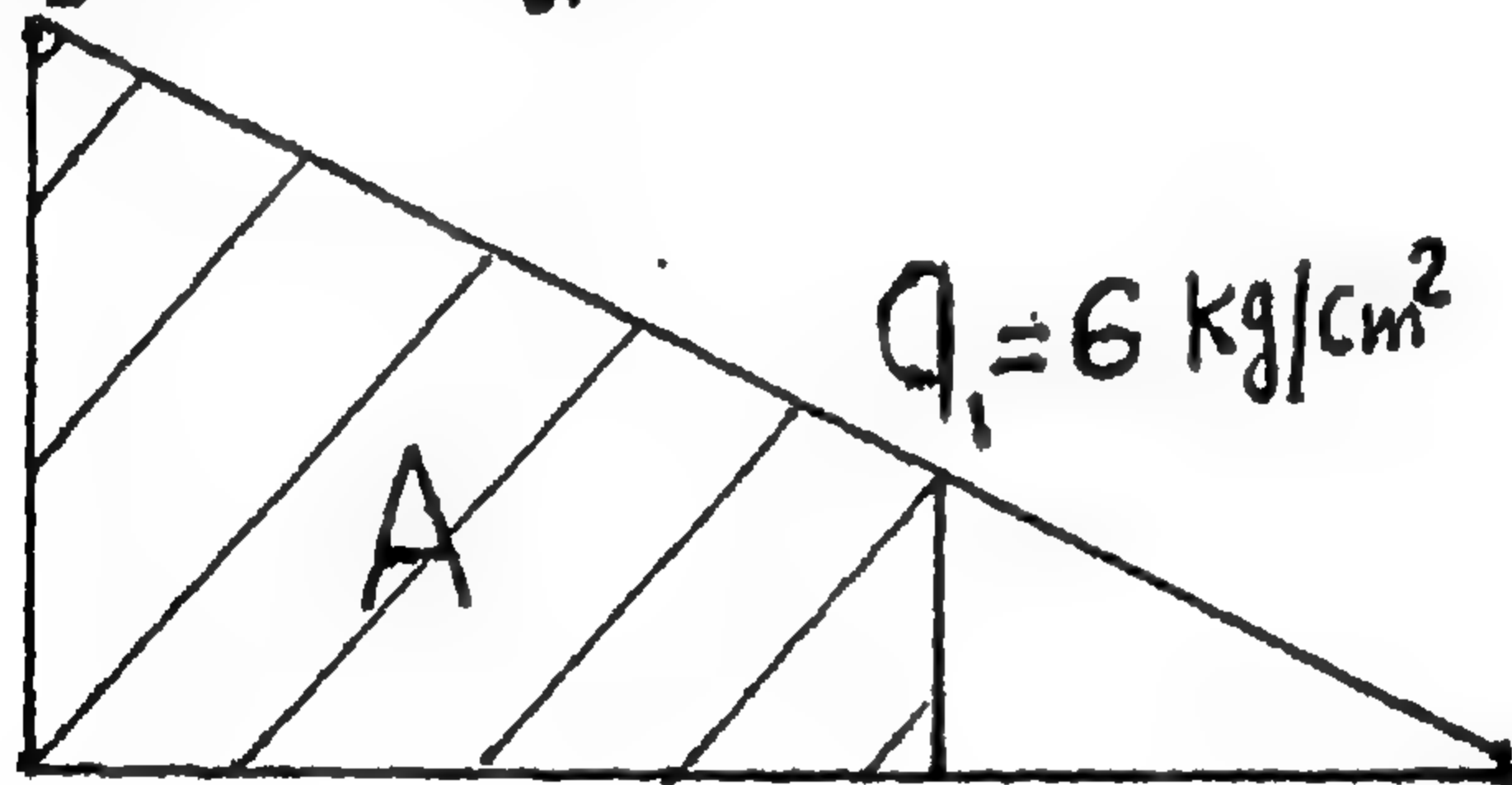
Table (5 – 1): Shearing Stress in a beam

C_{28}	160	180	200	225	250	275	300	Kg/ cm ²
q_1	5	6	6	7	7	8	8	Kg/ cm ²
q_2	16	17	18	19	20	21	22	Kg/ cm ²

بمعنى إذا كانت قيمة جهود القص لا تزيد عن قيمة جهود القص الجدولية q_1 فإنه لا يلزم بالضرورة استعمال حديد التسليح لمقاومة هذه الجهود حيث لن يحدث كسر قطري diagonal failure أما إذا زادت جهود القص الجدولية q_2 يمكن أن يحدث كسر قطري نتيجة الشد القطرى ولذلك يلزم تسليح الكمرة بحديد تسليح مناسب لمقاومة جهود القص Web Reinforcement عن طريق:



$$Q_2 = 15.5 \text{ kg/cm}^2$$



الحديد المسلح
غير ضروري
الحديد المسلح لمقاومة الجدران
القوى الزاوية ٤٥ درجة

شكل (5 - 5) يوضح مناطق التسليح لمقاومة جهود القص

في كمر خرسانية مسلحة

١- إضافة كانات مائلة Inclined Stirrups.

٢- إضافة كانات رأسية Vertical Stirrups.

٣- إضافة أسياخ تسليح مائلة مكسحة بزاوية 45° bent up bars.

٤- إضافة نوعين من التسليح السابقة.

٥- إعادة التقييم القطاع لاختبار عرض وعمق القطاع.

ويوضح الشكل (5 - 5) الأنواع المختلفة من الكانات وأسياخ الحديد المكسحة أما إذا زادت جهود القص وبالتالي جهود الشد الطولى عن القيمة q_1 ولكنها أقل من القيمة q_2 . فإنه يلزم مقاومة جهود الشد القطرى باستعمال حديد تسليح مناسب.

Example (1):

Check the diagonal tension in a beam to calculate the excess reinforcement where the shearing force $Q = 20 \text{ t}$, width section $b = 25 \text{ cm}$ effective section depth, $d = 60 \text{ cm}$ and $C_{28} = 180 \text{ kg / cm}^2$

Solution:

$$q = \frac{Q}{0.87 bd} = \frac{20000}{0.87 (25) (60)} = 15.5 \text{ kg / cm}^2$$

$C_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2$ and from table (5 – 1)

$q_1 = 6 \text{ kg/cm}^2$, $q_2 = 17 \text{ kg/cm}^2$

A_{dtd} = Area of diagonal tension diagram

ويمكن مقاومة جهود القص بتطبيق القوانين الآتية:

1- The shear stress is resisted by the stirrup, q_{st}

$$q_{st} = \frac{A_{st} f_{st}}{(b)(s)} (\cos \theta + \sin \theta)$$

Where:

A_{st} : Stirrup cross section area, cm^2

f_{st} : Stirrup reinforcement stress, kg/cm^2

b : Width section, cm

s : Distance between two stirrup, cm

θ : Stirrup angle, 90° , $\cos(90) = 1$, $\sin(90) = 0$

2- The shear stress resisted by the inclined stirrup with angle 45°

$$q_{st} = \frac{\sqrt{2} A_{st} f_{st}}{(s)(b)}$$

ولإثبات ذلك من القانون الرئيسى:

$$q_{sb} = \frac{A_{st} f_{st}}{(b)(s)} (\cos(45) + \sin(45))$$

$$= \frac{A_{st} f_{st}}{(b)(s)} \left[\frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{1}{\sqrt{2}} \right]$$

$$= \frac{A_{st} f_{st}}{(b)(s)} \left[\frac{2}{\sqrt{2}} \right]$$

بالمضرب في $\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2}}$

$$q_{st} = \frac{\sqrt{2} A_{st} f_{st}}{(s)(b)}$$

3- shear and diagonal tension resisted by bent up steel bars

يتم تكسيح حديد التسليح بزاوية بين 45°

$$A_D f_s \sqrt{2} = q_D s b \dots\dots\dots(1)$$

$$A_D = \frac{q_D s \cdot b}{\sqrt{2} f_s} = \frac{(\text{Area of dtd}) b}{\sqrt{2} f_s} \dots\dots\dots(2)$$

$$A_D = \frac{q_D s b}{\sqrt{2} f_s} \dots\dots\dots(3)$$

$$= \frac{[\text{Area of diagonal tension diagram}] (b)}{\sqrt{2} (f_s)} \dots\dots\dots(4)$$

$$= \frac{A_{dtd} (b)}{\sqrt{2} (f_s)} \dots\dots\dots(5)$$

Where:

A_{dtd} = Area of diagonal tension diagram

ملاحظات تصميمية (الكود المصرى)

١- تتحمل الأسياخ المكسحة حوالى $\frac{2}{3}$ قوى القص بينهما تتحمل الكانات

$\frac{1}{3}$ قوى القص.

٢- لا ينبغي أن تزيد المسافة بين الأسياخ المكسحة عن عمق الكمرة d

إذا زاد جهد القص عن $q_1 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. فإذا نقصت عن

ذلك يجوز الزيادة بين الأسياخ المكسحة حتى $1.5 d$

٣- التكميح قد يتم على زاوية 45° أو 60° .

٤- لا ينبغي أن تزيد المسافة بين الكانات عن 25 cm ولا عن $0.8 d$

كذلك لا تزيد عن العرض b ولا يصح أن تقل عن $8 : 6 \text{ cm}$

٥- تستخدم كانات 6 mm ϕ فى الكمرات الصغيرة، وعن 8 mm ϕ

فى الكمرات المتوسطة.

٦- لا ينبغي أن يقل قطر حاملات الكانات عن 0.95 cm ويستعمل

8 mm ϕ ولا عن نصف قطر أكبر سيخ فى الكمرة.

٧- العدد المناسب من أسياخ التسليح فى الكمرة ٨ - ٤ ولا يقل عن

سيخين كما أن القطر يتراوح بين $12 \text{ mm} - 21 \text{ mm}$ ولا ينبغي أن

تزيد قطر الأسياخ عن 26 mm

٨- فى الكمرات ينبغى أن يكسح على الأقل $\frac{1}{3}$ التسليح الرئيسى فى

وسط الكمرة حتى ولو لم يلزم ذلك.

٩- ينبغى أن تزود الكمرة بأسياخ مقاومة للانكماش إذا زاد عمق القطاع

عن 70 cm بحيث لا تزيد المسافة بين الأسياخ عن 50 cm

١٠- ينبغى أن يوجد جنشين فى أطراف جميع الأسياخ إلا فى الحالات

التي يمكن التجاوز فيها عن الجنس الآتية:

أ- فى البلاطات عندما يكون قطر حديد التسليح 8 mm أو أقل.

ب- فى الأعمدة التسليح الرئيسى.

١١- فى الأسياخ التي تتعرض للضغط فقط يكون طول الرباط $\phi 25$

Example (2):

Design the simple beam shown in the sketch if its cross section is required to be rectangular with width = 25 cm

$$C_{28} = 200 \text{ kg / cm}^2$$

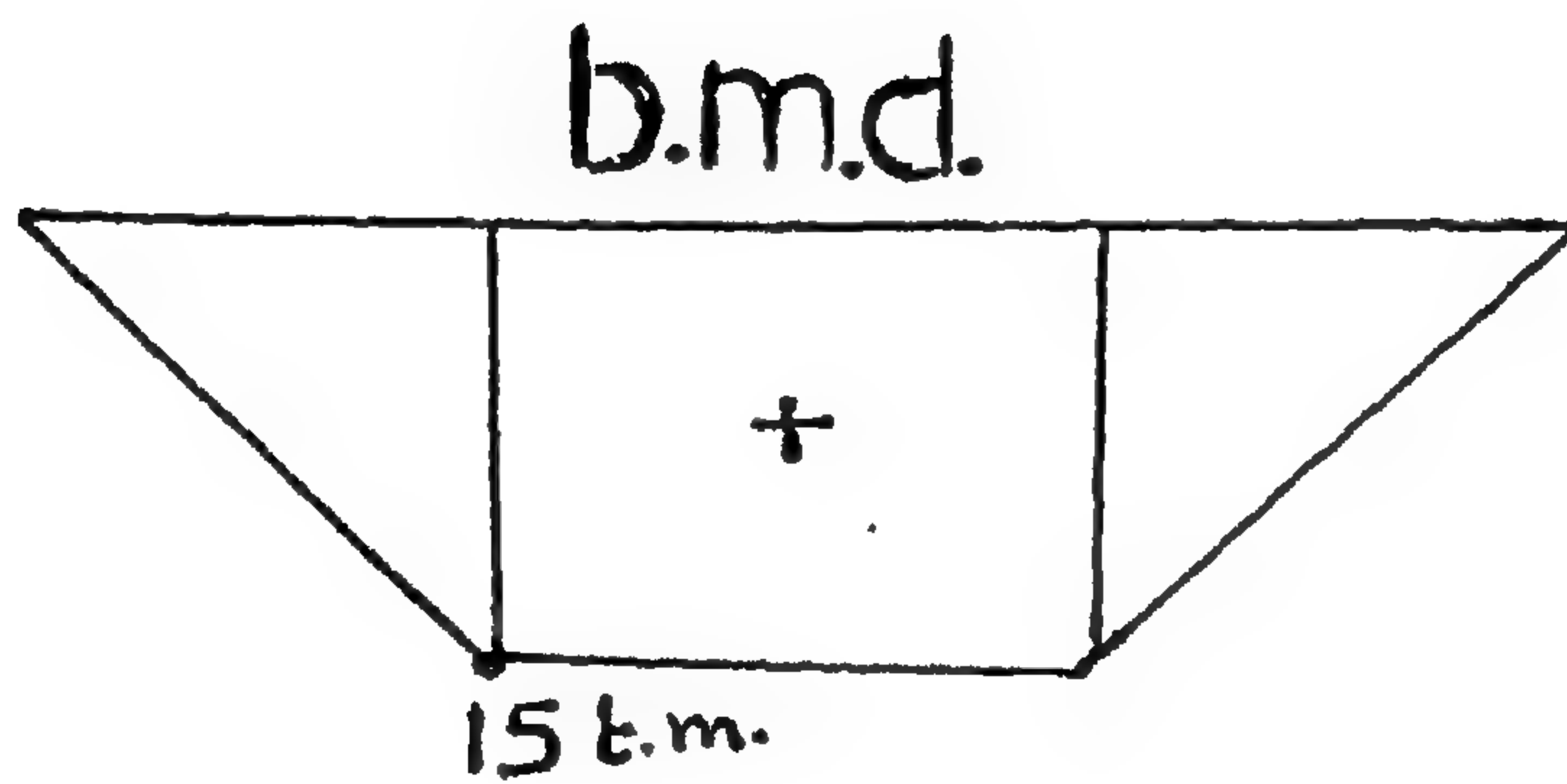
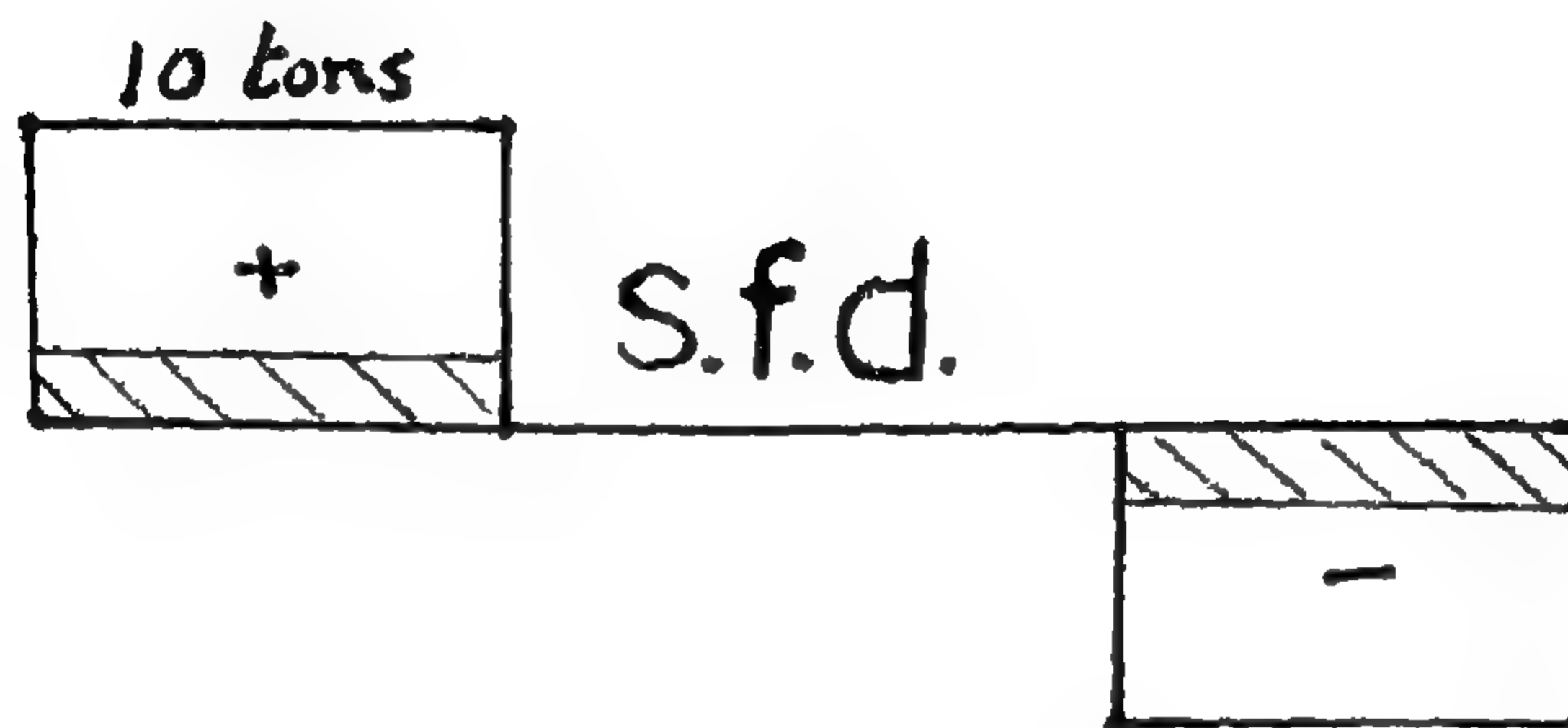
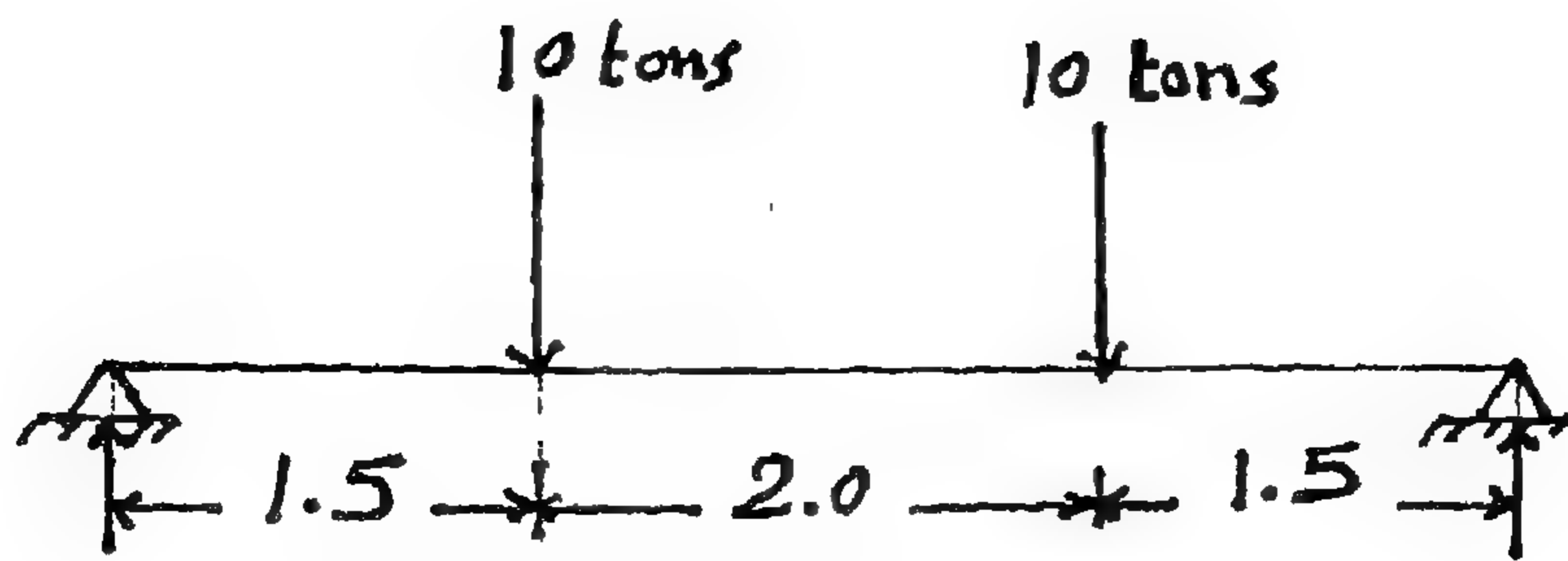
$$f_s = 1400 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{as shown in figure (5 - 6)}$$

$$M_{\max} = 15 \text{ t.m}$$

for:

$$C_{28} = 200 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_c = 70 \text{ kg / cm}^2$$



شكل (5 - 6) يوضح قوى وجهود القص وعزوم الانحناء
في كمرّة تتعرض لأحمال مركزة

$$K = \frac{f_c}{f_c + f_s / n} = \frac{70}{70 + 1400 / 15} = 0.429$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.429}{3} = 0.857$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2}{k j f_c}} = \sqrt{\frac{2}{(0.429)(0.857)(70)}} = 0.279$$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$= 0.279 \sqrt{\frac{1500000}{25}} = 68.3 \text{ cms}$$

Choose $h = 75 \text{ cms}$ $d = 69 \text{ cms}$

$$A_s = \frac{M}{j d f_s} = \frac{1500000}{0.857 \times 69 \times 1400} = 18.12 \text{ cm}^2$$

$$k_2 = j f_s \text{ حيث}$$

Choose 7 ϕ 19 mm ($A_s = 19.9 \text{ cm}^2$)

Shear stresses:

$$q = \frac{Q}{j d b} = \frac{10000}{0.857 \times 69 \times 25}$$

$$= 6.7 \text{ kg/cm}^2 > q_1 (q_1 = 6 \text{ kg/cm}^2)$$

Shear reinforcement

Stirrups

Choose 2 branch stirrup . ϕ 6 mm @ 15 cms

$$q_s = \frac{n A_s \phi f_s}{s b}$$

$$q_s = \frac{2 \times 0.28 \times 1400}{15 \times 25} = 2.1 \text{ kg/cm}^2$$

bent up bars

$$T_D = (6.7 - 2.1) \times 150 \times 25 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 12198 \text{ kgs}$$

$$A_{SD} = \frac{T_D}{f_s} = \frac{12198}{1400} = 8.7 \text{ cm}^2$$

Chosen:

$$4 \phi 19 \text{ mm } (A_s = 11.3 \text{ cm}^2)$$

Example (3):

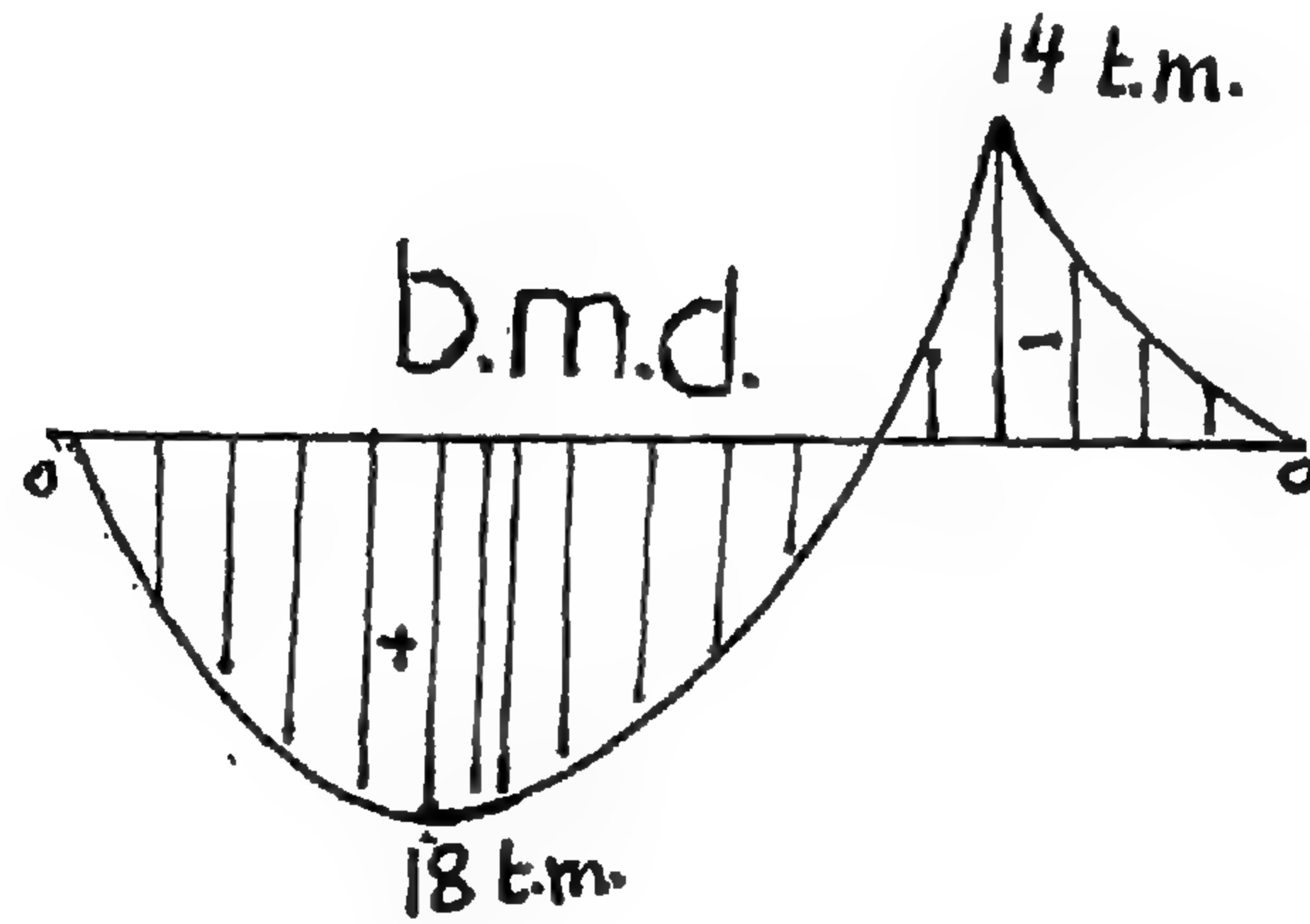
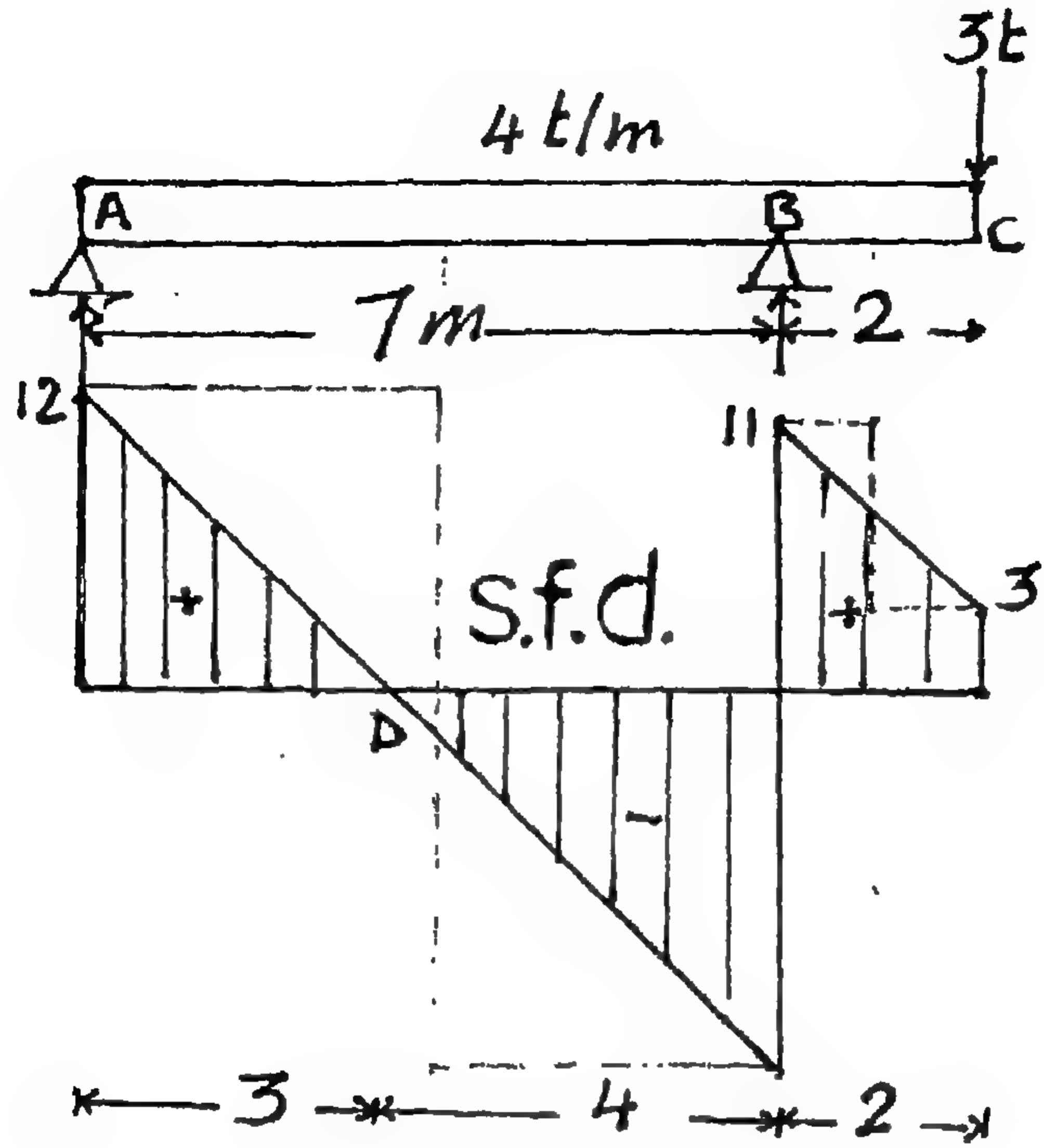
Design of section at support and at mid span as shown in figure (5 – 7):

1- for Rectangular section.

$$C_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2, \quad k_1 = 0.315$$

$$q_1 = 5 \text{ kg/cm}^2$$



شكل (5 - 7) يوضح قوى القص وعزوم الانحناء لكمره خرسانية ممتدة
الطرف الأيمن ذات حمل منتظم وحمل مركز

2- for T- section :

$$f_c = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Continuous beam shown in the sketch.

Solution:

Rectangular section design

تصميم عمق القطاع عند الركيزة يلاحظ وجود عزم سالب

$$\begin{aligned} d &= k_1 \sqrt{\frac{|M|}{b}} \\ &= 0.315 \sqrt{\frac{14 (10)^5}{25}} = 75 \text{ cm} \end{aligned}$$

Take $h = d + s \text{ cover} = 80 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} = \frac{14 (10)^5}{(1218) (75)} = 15.5 \text{ cm}^2$$

تصميم عمق القطاع عند أعلى عزم موجب

At d for positive M_{\max}

$$M = 18 \text{ m.t}$$

$$1) \quad b_f = b_w + 12t$$

$$= 25 + 12 (10) = 145 \text{ cm}$$

$$2) \frac{L}{3} = \frac{700}{3} = 233 \text{ cm}$$

Take the minimum:

$$b_f = 145 \text{ cm}$$

T – Section design

$$f_c = 35 \text{ kg/cm}^2 \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad k_1 = 0.48$$

أولاً: تحديد عمق القطاع على أساس أنه مستطيل بالعرض b_f

$$d_o = k_1 \sqrt{\frac{M}{b_f}}$$

$$= 0.48 \sqrt{\frac{18 (10)^5}{145}} = 54 \text{ cm}$$

تحديد موقع محور التعادل:

$$kd_o = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} (d_o) = \frac{35}{35 + \frac{1400}{15}} (54) = 14.7 \text{ cm}$$

ثانياً: تحديد عمق القطاع على أساس أنه T – section وبالتالي يتطلب

إيجاد الثوابت α , β

$$\alpha = \left(\frac{kd - t}{kd} \right)^2 \left(\frac{3 d_o - 2 t - kd_o}{3 d_o - kd_o} \right)$$

$$= \left(\frac{4.7}{14.7} \right)^2 \left(\frac{3 (54) - 20 - 14.7}{3 (54) - 14.2} \right) = 0.09$$

$$\beta = \alpha \cdot \frac{t/2}{k d_o - t/2}$$

$$= 0.09 \frac{5}{14.7 - 5} = 0.045$$

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha)(1 + \beta)}$$

$$= \frac{54}{(1 - 0.09)(1 + 0.045)} = 56 \text{ cm}$$

Take:

$$h = 60 \text{ cm}$$

ملاحظة:

يمكن عند اللزوم أن نأخذ في الاعتبار أن عزم الانحناء السالب ينخفض بسرعة وأن يحسب القطاع على العزم السالب عند وجه الركيزة

وليس في مركزها وهذا من شأنه أن يخفض من العزم بمقدار $\frac{R \cdot b}{4}$ حيث

R رد الفعل ، b عرض الركيزة.

$$\frac{R b}{4} = \frac{27 (0.25)}{4} = 1.7 \text{ m.t}$$

$$M = 14 - 1.7 = 12.3 \text{ m.t}$$

Assuming:

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c = 65 \text{ kg/cm}^2, \quad k_1 = 0.296$$

$$d = 0.296 \sqrt{\frac{1230000}{25}} = 65.7 \text{ cm}$$

Take:

$$h = 70 \text{ cm}$$

وبالتالى نجد أن العمق عند الركيزة يساوى 80 cm وعند المنتصف 60 cm وبذلك أما أن يحتفظ بالعمق 80 cm عند الركيزة ويقل تدريجياً وهذا غير مستحب أو نعمل على تقليل العمق فى الكابولى بقدر ما تسمح به الجهود مع زيادة العمق فى الكمرة ولذلك يرفع الجهد فى الكابولى إلى 75 kg/cm^2 وبإعادة الحسابات:

$$d = 70 \text{ cm and } h = 75 \text{ cm}$$

حديد التسليح

يمكن تصميم الحديد على أساس العزم الأسمى

$$+ A_s = \frac{M +}{k_2 d} = \frac{18(10)^5}{(1218)(65)} = 20 \text{ cm}^2$$

$$- A_s = \frac{M -}{k_2 d} = \frac{14(10)^5}{(1218)(65)} = 17.7 \text{ cm}^2$$

ومع ذلك يمكن عدم استعمال الحق المشروع فى خفض قيمة العزم

السالب فى هذه الحالة وتصميم القطاع على أساس العزم الكلى 14 m. t.

$$+ A_s = \frac{M}{k_2 d} = \frac{18(10)^5}{(1218)(65)} = 20 \text{ cm}^2$$

7 ϕ 19

$$- A_s = \frac{M}{k_2 d} = \frac{14(10)^5}{(1218)(70)} = 16.5 \text{ cm}^2$$

6 ϕ 19

مقاومة جهود القص:

التسليح لمقاومة قوى القص:

١- جهود القص عند القطاعات المختلفة:

$$q_1 = \frac{Q}{\left(d - \frac{t}{2}\right) b} = \frac{12(10)^3}{65(25)} = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{Q}{\left(d - \frac{t}{2}\right) b} = \frac{16(10)^3}{65(25)} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = \frac{Q}{0.87 bd} = \frac{11(10)^3}{0.87(25)(70)} = 7.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{Q}{0.87 bd} = \frac{3(10)^3}{0.87(25)(70)} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

٢- جهود القص التي تتحملها الكانات (Two branshes):

ϕ 6 mm at $s = 20 \text{ cm}$

$$q_{st} = \frac{A_{st} f_s}{b \cdot s}$$

$$= \frac{2 (0.32) (1400)}{25 (20)} = 1.8 \text{ kg / cm}^2$$

٣- حديد التسليح المطلوب لمقاومة باقى جهود القص:

Bent up steel bars:

$$A_{sb1} = \frac{(\text{Area of d. t. d}) b}{\sqrt{2} f_s}$$

$$= \left[\left(\frac{7.5 + 5}{2} \right) (1) - (1.8) (1) \right] \frac{100}{\sqrt{2}} \times \frac{25}{1400} = 5.6 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 19

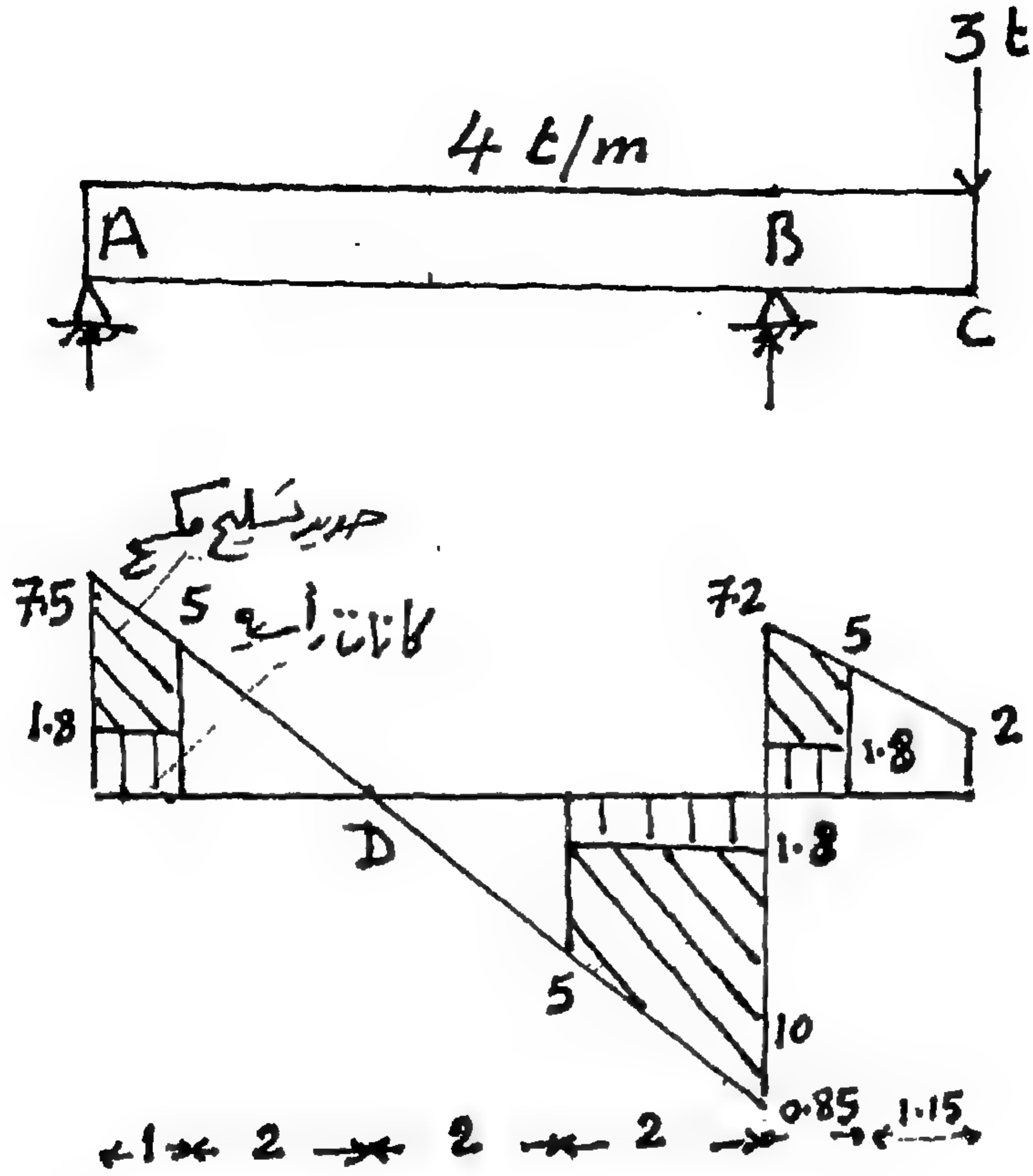
$$A_{sb2} = \left[\left(\frac{10 + 5}{2} \right) (2) - (1.8) (2) \right] \frac{100}{\sqrt{2}} \times \frac{25}{1400} = 14.2 \text{ cm}^2$$

5 ϕ 19

$$A_{sb3} = \left[\left(\frac{7.2 + 5}{2} \right) (0.85) - (1.8) (0.85) \right] \frac{100}{\sqrt{2}} \times \frac{25}{1400} = 4.6 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 19

See figure (5 – 8)



شكل (5 - 8) توزيع جهود القص وحديد التسليح المطلوب لمقاومة
باقي جهود القص (الأسياخ المكسحة) والتي تتحملها الكانات

الباب السادس

Design of Reinforced concrete floor slabs

تصميم الأرضيات (البلاطات) الخرسانية المسلحة

تعريف البلاطات: Definition of Slabs

عبارة عن الجزء المسطح من الخرسانة المسلحة والذي يقاوم الأحمال الواقعة عليه (الأحمال الميتة + الأحمال الحية) وهي تمثل الجزء مكعبات الخرسانة وتدعم 2/3 الأكبر من أسطح المباني الزراعية تقريباً والتي تنقل الأحمال إلى Beams البلاطات من جميع الجوانب بالكمرات . والأحمال Foundations الأعمدة الخرسانية المسلحة ومنها إلى الأساسات الواقعة على السقف الخرساني توزع في الاتجاه العمودي على الكمرات الخرسانية.

أنواع الأسقف (البلاطات): Types of Slabs

1- بلاطات خرسانية توزع الأحمال عليها في اتجاه واحد one – way slab تختص بانتقال الأحمال الكلية في اتجاه واحد وهذا يتحقق إذا كانت النسبة بين طول البلاطة إلى عرض البلاطة أكبر من اثنين أي أن:

$$\frac{L}{s} > 2$$

ويجب أن يكون توزيع حديد التسليح في اتجاه بحر البلاطة الصغير أي في اتجاه عرض البلاطة حيث تقاوم عزوم الانحناء المتولدة في البلاطة في اتجاه واحد فقط ويسمى حديد التسليح الرئيسي. ويمكن أن تتركز البلاطة

من الجانبين بكرات خرسانية وتوزع الأحمال في الاتجاه العمودي على ارتكاز الكمرات. كما هو موضح بشكل (6 - 1) وشكل (6 - 2).

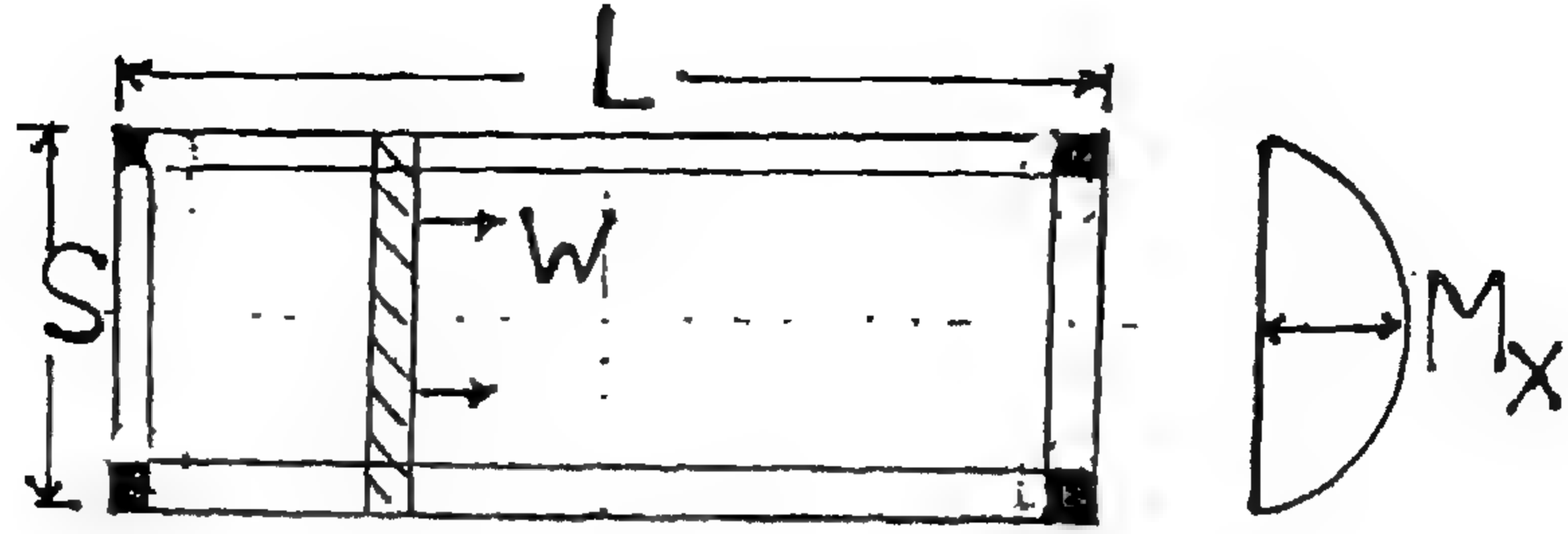
2- بلاطات خرسانية توزع الأحمال عليها في اتجاهين Two- ways slab وفيها تستند البلاطة على أربعة كمرات مكونة بلاطة مستطيلة أو بلاطة مربعة وذلك لانتقال الأحمال في اتجاهين وهذا يتحقق إذا كانت النسبة بين طول البلاطة إلى عرض البلاطة أقل من اثنين أي $\frac{L}{s} < 2$ وبالتالي يكون توزيع حديد التسليح في الاتجاهين (منطقة الشد) لمقاومة العزوم المتولدة في اتجاه (x)، واتجاه (y) نتيجة وجود الأحمال والتي تنتقل إلى الكمرات كما هو موضح بالشكل (6 - 1) وشكل (6 - 2).

3- سمك البلاطات Slabs Thickness يمتد سمك البلاطة الخرسانية (t) في حالة توزيع الأحمال في اتجاه واحد one-way slab بحيث أن سمك البلاطة لا يقل عن:

$$\text{Simply supported} \quad t \geq \frac{L}{44} \text{ cm}$$

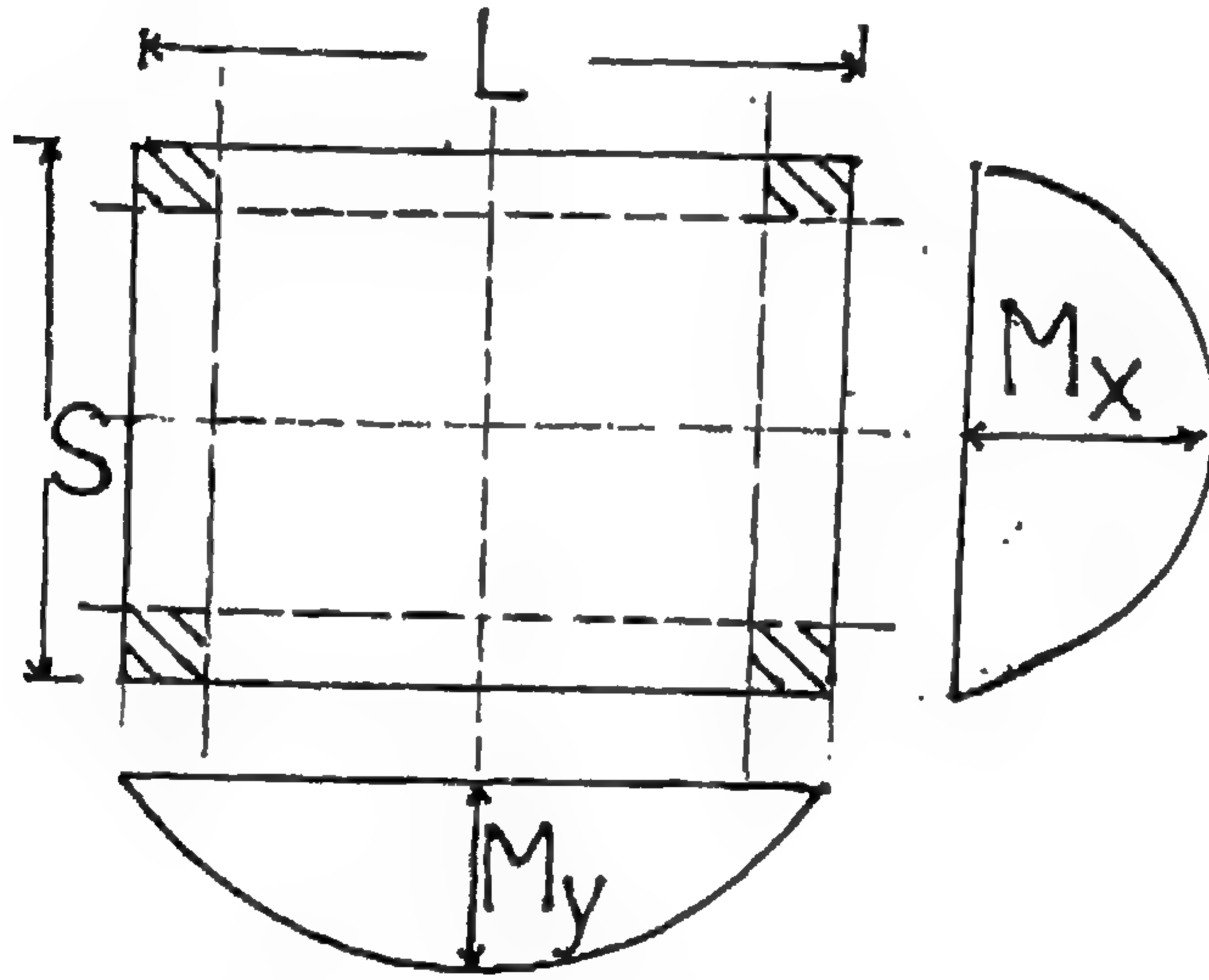
$$\text{Continuous} \quad t \geq \frac{L}{24} \text{ cm}$$

$$\text{Cantilever} \quad t \geq \frac{L}{15} \text{ cm}$$



1- بلاطة خرسانية مسلحة توزع عليها الأحمال في اتجاه واحد

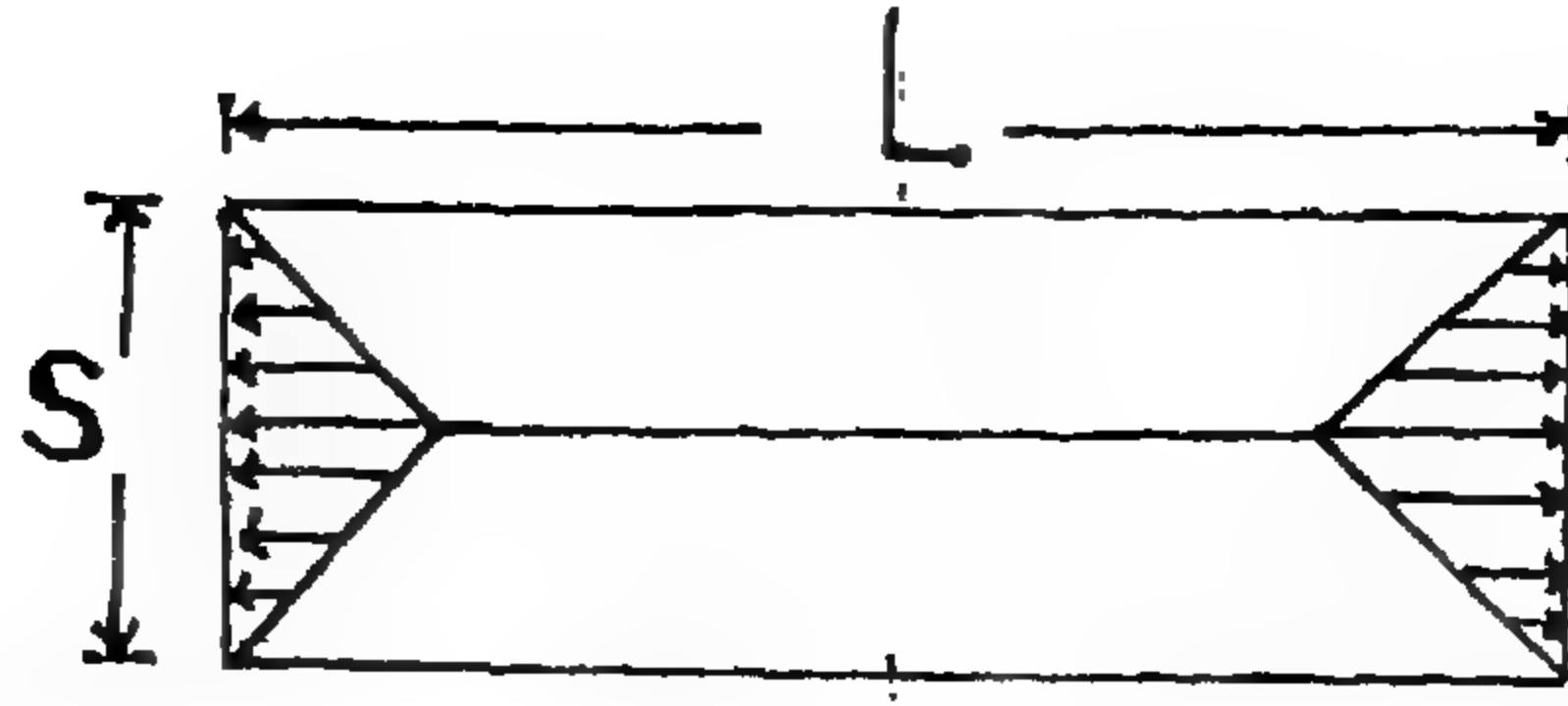
One - way Slab حيث $\frac{L}{S} > 2$



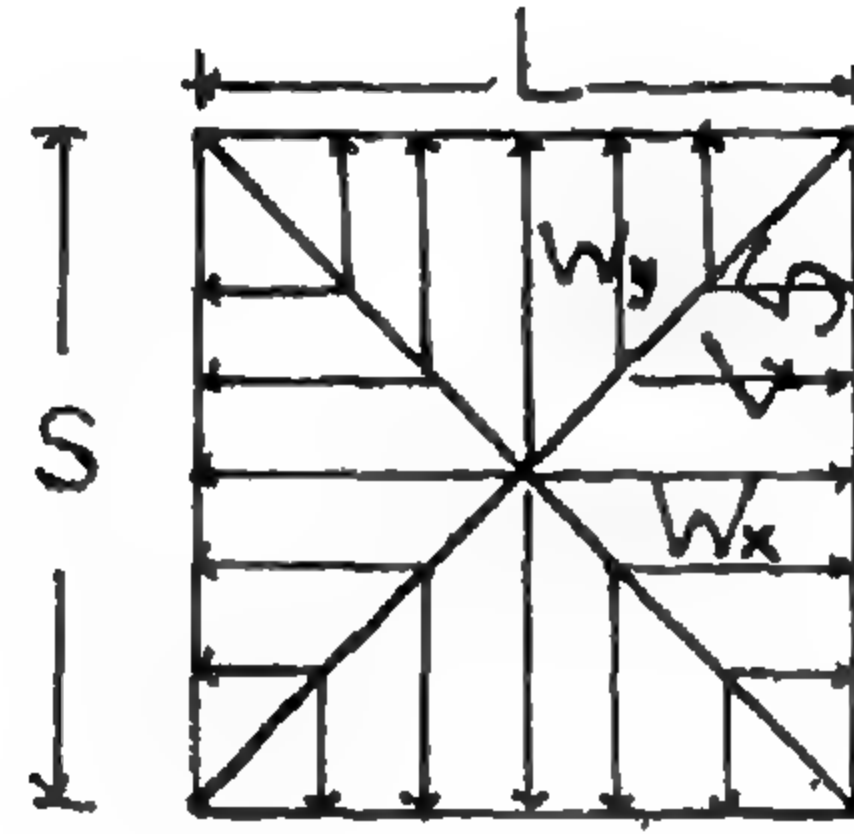
ب- بلاطة خرسانية مسلحة توزع عليها الأحمال في اتجاهين x, y حيث

Two - ways slab حيث $\frac{L}{S} < 2$

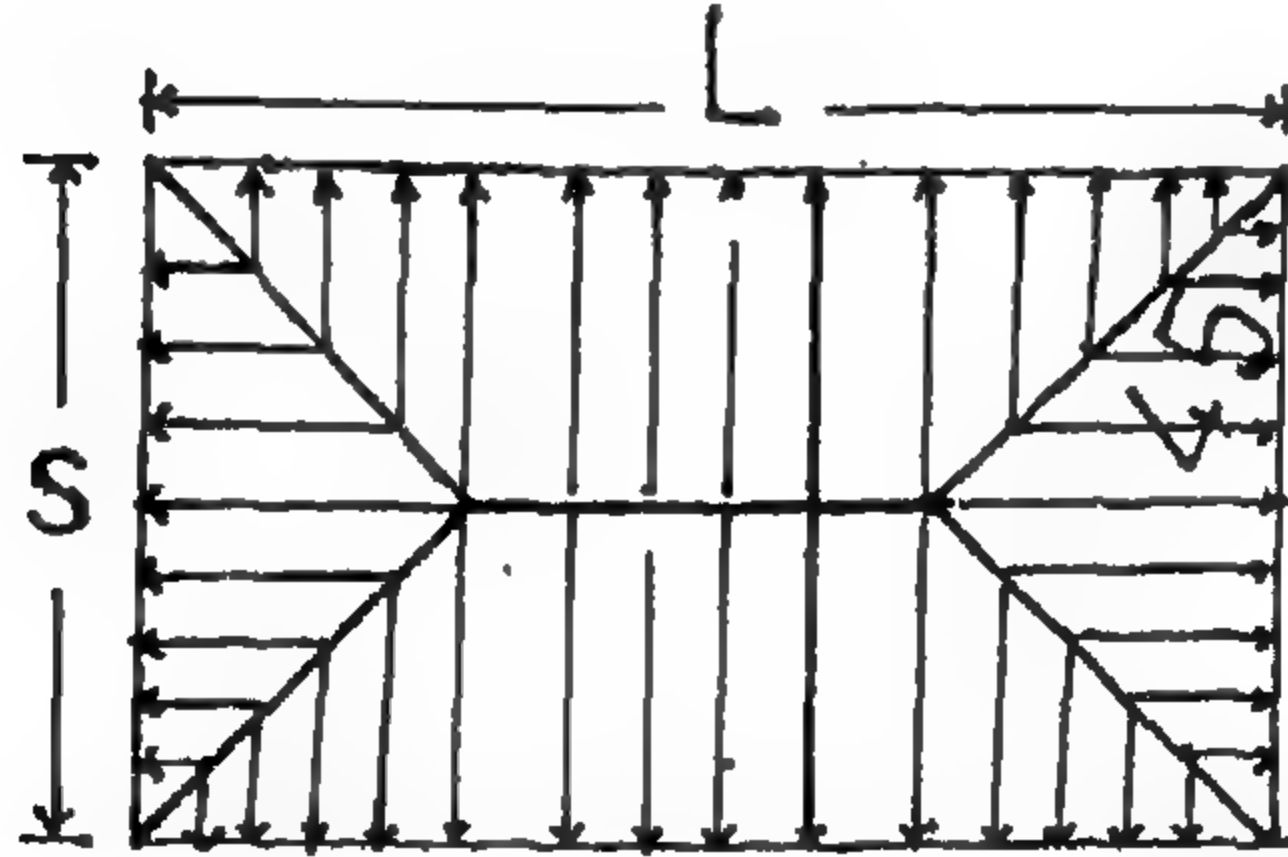
شكل (6 - 1) يوضح أنواع الأسقف (البلاطات) الخرسانية المسلحة



أ- توزيع الأحمال والتسليح في اتجاه واحد Rectangular one-way slab



ب- توزيع الأحمال والتسليح في اتجاهين (البلاطة المربعة)
Square two-ways slab



ج- توزيع الأحمال والتسليح في اتجاهين (البلاطة المستطيلة)
Rectangular two-ways slab

شكل (6 - 2) توزيع الأحمال للبلاطة الخرسانية المسلحة
في اتجاه واحد وأيضا في اتجاهين

ولا ينبغي أن يقل سمك البلاطة عن $t \geq 8 \text{ cm}$ ويؤخذ
Span length L على أنها المسافة بين مركزي الركيزتين أو تؤخذ على
أنها المسافة بين الحافة الداخلية للركيزتين (ℓ) Clear span كما هو
موضح بالشكل (6 - 3) أي أن:

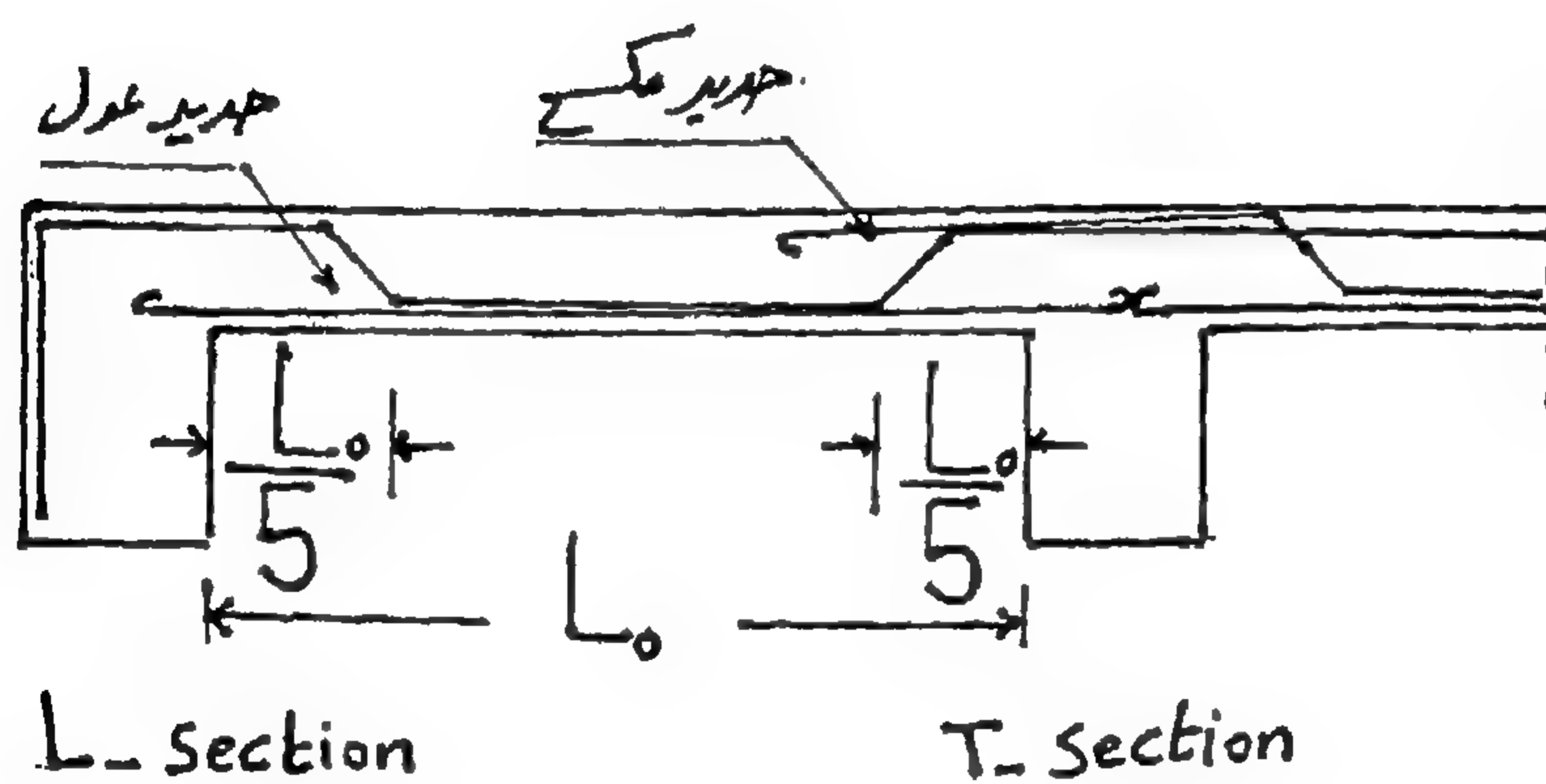
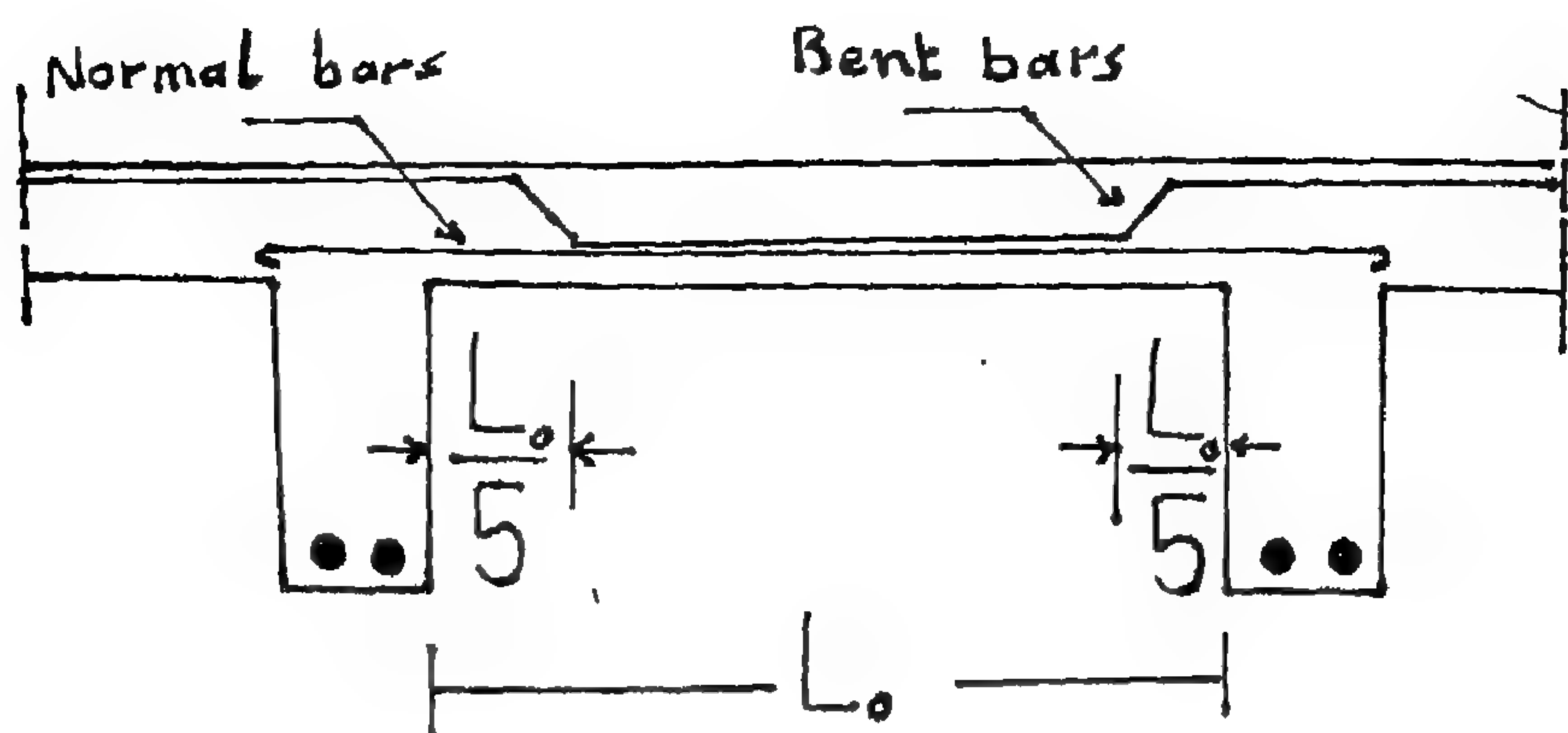
$$\ell = 1.05 L$$

الركائز Supports

ترتكز البلاطات الخرسانية المسلحة إما على حائط من الطوب لا يقل
سمكه عن نصف طوبة أو على كمرات خرسانية مسلحة بحيث لا يقل
عرض الركيزة عن سمك البلاطة ولا عن 8 cm.

عزوم الانحناء Bending Moments

يوضح الشكل (6 - 4) حساب أقصى عزوم الانحناء كدالة لنوع
الكمرات الخرسانية (كمرة بسيطة، كمرة مستمرة، الخ) الحاملة
للسقف ويتوقف ذلك على معامل Coefficient يتوقف على عدد البلاطات
في السقف ويلاحظ أن معامل كمرات الأطراف الثابتة هو $\frac{1}{10}$ أما
في الوسط $\frac{1}{12}$ إما بإشارة موجبة في وسط الكمرات أو بإشارة سالبة فوق
الركائز.



شكل (3 - 6) تسليح البلاطات الخرسانية
(حديد التسليح عدل، وحديد تسليح مكسح)

جهد التشغيل Allowable Unit Stresses

1- جهود التشغيل فى الخرسانة f_c كدالة لسمك البلاطة (t).

t, cm	8 - 10	10 - 12	12 - 20	> 20
$f_c, \frac{kg}{cm^2}$	40	45	50	60

ويلاحظ أن جهد التشغيل يزيد مع زيادة سمك البلاطة الخرسانية

2- جهود التشغيل لحديد التسليح f_s حديد على المقاومة 52 / 36

$$f_s = 1200 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg / cm}^2$$

المواصفات الفنية لحديد التسليح فى الكود المصرى:

1- لا ينبغى أن يقل حديد التسليح الرئيسى فى البلاطة عن 0.25% من مساحة المقطع المطلوب للبلاطة.

2- يجب أن يمتد صلب التسليح بحيث يغطى منطقة الشد ويمتد إلى ما بعد نهايتها لما يكفى لعمل الرباط اللازم بينه وبين صلب التسليح من البلاطة المجاورة (حوالى $\phi 40$) شكل (6 - 3).

3- تحت تأثير الأحمال العادية Uniform Load ينبغى أن يكسح نصف حديد التسليح اللازم فى وسط الفتحة (العزم الانحناء الموجب) وذلك على بعد حوالى $L_0 / 5$ من وجه الركيزة يكسح إلى السطح العلوى من البلاطة وأن يمتد بطول يساوى $\frac{1}{4}$ الفتحة المجاورة فى البلاطة مضافاً إليه $\phi 40$.

4- لا ينبغي أن تزيد المسافة بين حديد التسليح الرئيسى فى وسط البلاطة عن مرة ونصف سمك البلاطة ولا عن 20 cm إلا فى البلاطات التى يقل سمكها عن 10 cm فقد يجوز فيها استخدام 6 أسياخ من حديد التسليح على الأقل فى المتر.

5- لا ينبغي أن يقل كمية حديد التسليح المستقيم والممتدة من وسط البلاطة إلى الركائز عن 1/3 صلب التسليح فى وسط البلاطة.

6- لا ينبغي أن يقل مساحة حديد التسليح الثانوى والمتعامد على صلب التسليح الرئيسى عن 1/5 مساحة هذا التسليح الرئيسى ولا عن 4 φ 6 mm فى المتر ومن الملاحظ أن هذا التسليح يخدم الأغراض الآتية:

أ- ربط حديد التسليح فى موضعه.

ب- لمقاومة الجهود الناتجة من تغير درجة الحرارة فى الخرسانة أو ميل الخرسانة للانكماش.

ج- لمقاومة عزوم الانحناء التى تتولد فى الاتجاه العمودى على الاتجاه الرئيسى.

7- لا ينبغي أن يقل قطر حديد التسليح الرئيسى المستقيم عن 6 mm φ، والمكسح عن 8 mm φ.

8- يستحسن عدم استعمال أنواع مختلفة من الأقطار فى البلاطات ومن الأحسن ألا يزيد عدد الأقطار عن اثنين (8 mm φ & 10 mm φ).

9- يراعى استمرار كانات وحديد تسليح الأعمدة فى الكمرات والبلاطات عند أماكن الاتصال.

10- الغطاء الخرساني لأسياخ حديد التسليح يساوى 1.5 cm فى البلاطات.

11- يراعى تكسيح حديد التسليح الثانوى والرئيسى فى البلاطات بزاوية 45°.

12- مقاومة الخرسانة المسلحة للبلاطات بعد مرور 28 يوم يجب ألا تقل عن 250 kgs / cm².

13- يراعى تكسيح نصف حديد التسليح الرئيسى أو الثانوى وفى حالة اختلاف قطر حديد التسليح فى نفس البلاطة يتم تكسيح الأسياخ ذات القطر الأكبر.

14- كمية حديد التسليح الثانوى (الفرشة) لا يقل عن 4 أسياخ

بقطر 6 mm ϕ فى المتر الطولى وقيمته تساوى $A'_s = \frac{1}{5} A_s$.

15- سمك البلاطة الخرسانية t يتحدد بإضافة سمك الغطاء بحيث أن
 $t = d + 1.5 \text{ cm}$

تصميم البلاطات الخرسانية المسلحة ذات الاتجاه الواحد

Design of Reinforced Concrete one – way slabs

للتغلب على عزوم الانحناء الناتجة في البلاطات الخرسانية يتم توزيع الأحمال في اتجاه واحد على أنها قطاع في كمره بعرض $b = 100 \text{ cm}$ ويطبق جميع القوانين السابق ذكرها في تصميم القطاعات الخرسانية وحديد التسليح في جانب جهود الشد ويمكن استخدام الجداول في التصميم لأخذ قيم k_1, k_2, j, k حيث يمكن إيجاد سمك البلاطة الخرسانية وكمية حديد التسليح اللازمة لمقاومة عزوم الانحناء المتولدة نتيجة الأحمال الحية والميتة في الخطوات التالية:

1- إيجاد عمق البلاطة الخرسانية من العلاقة الآتية:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

حيث أن:

K_1 ثابت يمكن إيجاده من الجدول.

M_{\max} أقصى عزوم انحناء متولدة بالبلاطة.

b طول البلاطة وسوف يؤخذ على أنه 100 cm

2- إيجاد مساحة حديد التسليح من العلاقة الآتية:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d}$$

حيث أن:

K_2 ثابت يمكن إيجاده من الجدول.

d عمق البلاطة الخرسانية.

M_{\max} أقصى عزوم انحناء متولدة بالبلاطة.

وحيث أن:

$$k_2 = f_s \left(1 - \frac{k}{3}\right) = f_s j$$

فيمكن إيجاد مساحة حديد التسليح من العلاقة الآتية:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{d j f_s}$$

حيث:

j معامل يمكن تحديده من الجدول (6 - 1) الآتي:

Table (6 -1): Design Coefficients, k_1 , k_2 and j

f_c , kg/cm ²	$f_s = 1200$ kg/cm ²			$f_s = 1400$ kgs/cm ²		
	K_1	K_2	j	K_1	K_2	j
40	0.410	1058	0.890	0.430	1260	0.900
45	0.375	1055	0.880	0.390	1245	0.890
50	0.345	1045	0.870	0.360	1235	0.885
55	0.320	1035	0.865	0.335	1225	0.880
60	0.300	1027	0.857	0.313	1220	0.870

ملحوظة:

يمكن رفع الجهد المسموح به في الخرسانة عند الركائز حيث العزوم

السالبة أكبر ما يمكن بما يعادل 5 kg/cm² عنه عند الجهود المسموح به

في الخرسانة في وسط الفتحة span حيث العزوم الموجبة أكبر ما يمكن.

Example (1):

Design a slab subjected to maximum bending moment $M_{\max} = 1.6 \text{ m.t.}$ Allowable unit stresses for concrete and steel bars are 50 kg/cm^2 and 1400 kg/cm^2 respectively as shown in figure (4 – 6).

Solution:

From design coefficient of table for stresses

$$f_c = 50 \text{ kg/cm}^2, \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 0.349 \quad j = 0.884$$

$$k_1 = 0.360 \quad k_2 = 1235$$

Effective depth of section:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 0.360 \sqrt{\frac{(1.6) \cdot (10^5)}{100}} = 14.4 \text{ cm}$$

$$t = d + 1.6 = 14.4 + 1.6 = 16 \text{ cm}$$

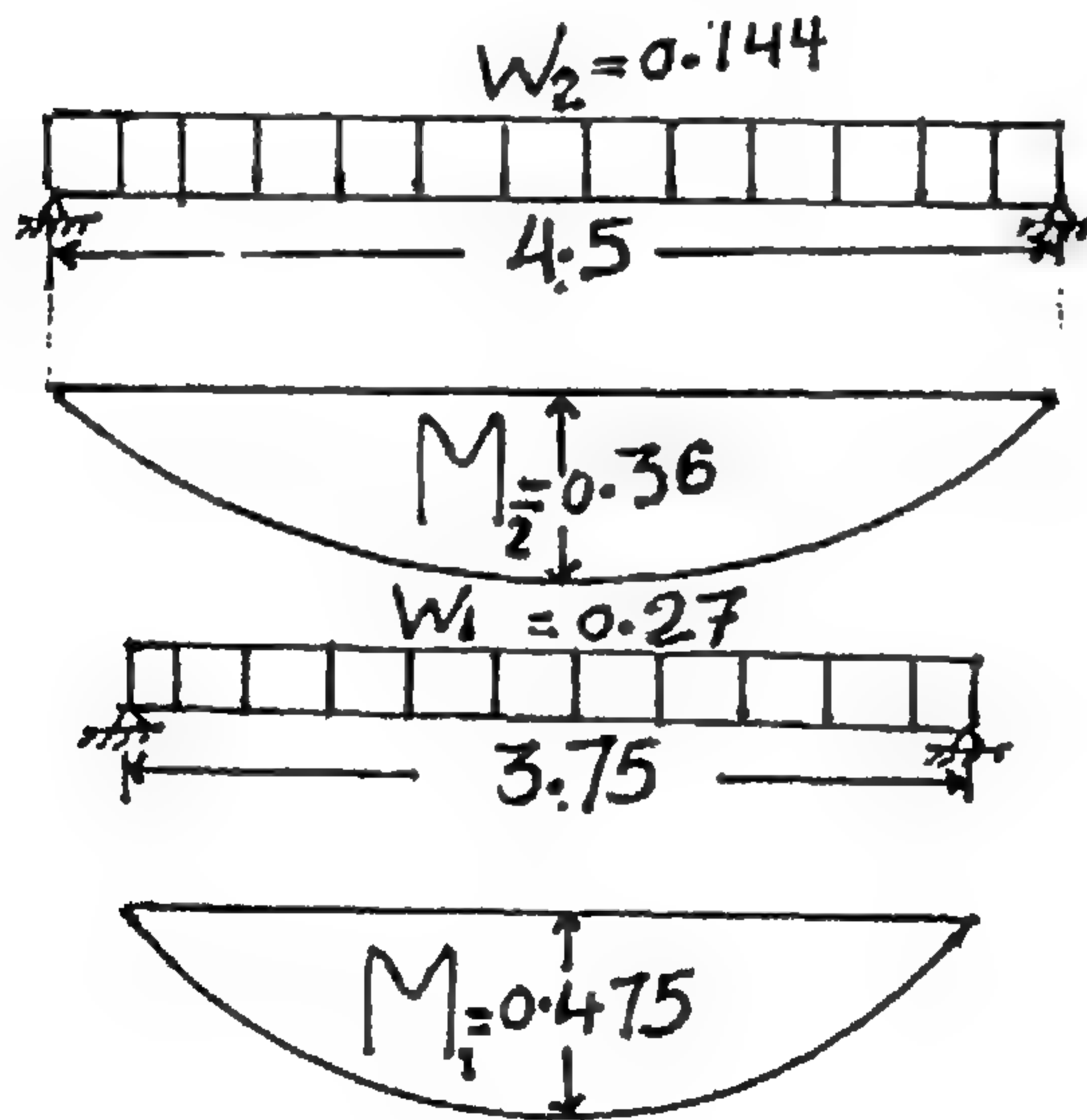
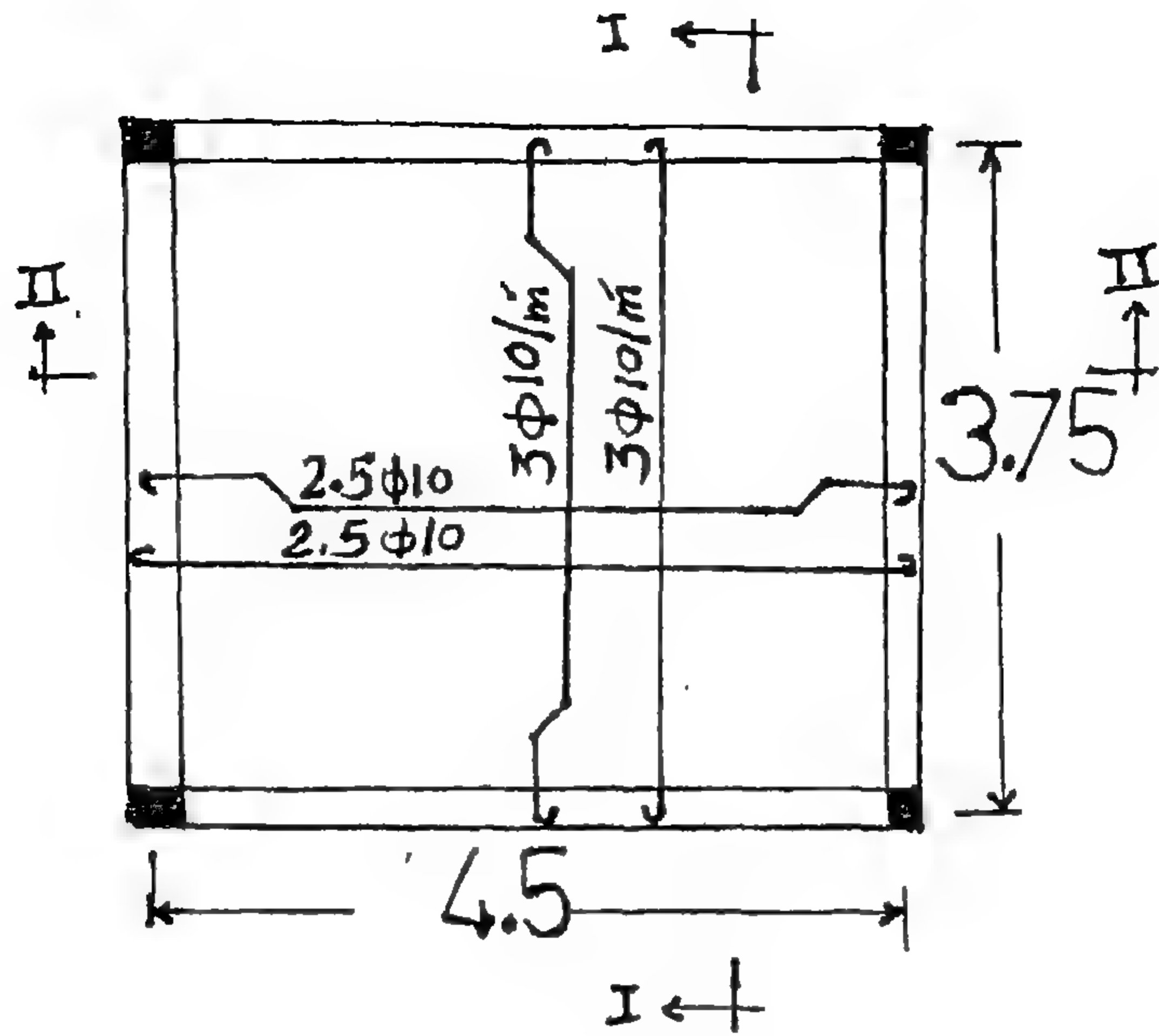
Reinforcement Area:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{(1.6) (10^2)}{(1235) (14.4)} = 9 \text{ cm}^2$$

Or from the previous table:

$$j = 0.885$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{j d f_s} = \frac{1.6 \times 10^5}{14.4 \times 0.885 \times 1400} = 9 \text{ cm}^2$$



توزيع حديد التسليح في اتجاهين للبلاطة (4 - 6) شكل
 4.5 × 75م³ وتوزيع عزوم الانحناءات في اتجاهين أيضاً

Select $7 \phi 13 \text{ mm}$ ($A_s = 9.39 \text{ cm}^2$) in the main direction (التسليح الرئيسي) at 15 cm bar distance Distributing steel bars (A'_s) not to be less there 0.2 of the main reinforcement (A_s) with a minimum value of $4 \phi 6 \text{ mm / m}$ length.

$$A'_s = 0.2 A_s$$

$$= 0.2 (9.0) = 1.8 \text{ cm}^2$$

Select:

$$7 \phi 6 \text{ mm} (A'_s = 1.98 \text{ cm}^2)$$

Example (2):

Design a continuous slab subjected to uniform load where the reinforcement is in one – way as shown in figure (5 – 6).

لتصميم البلاطة المستمرة يجب إتباع الخطوات الآتية:

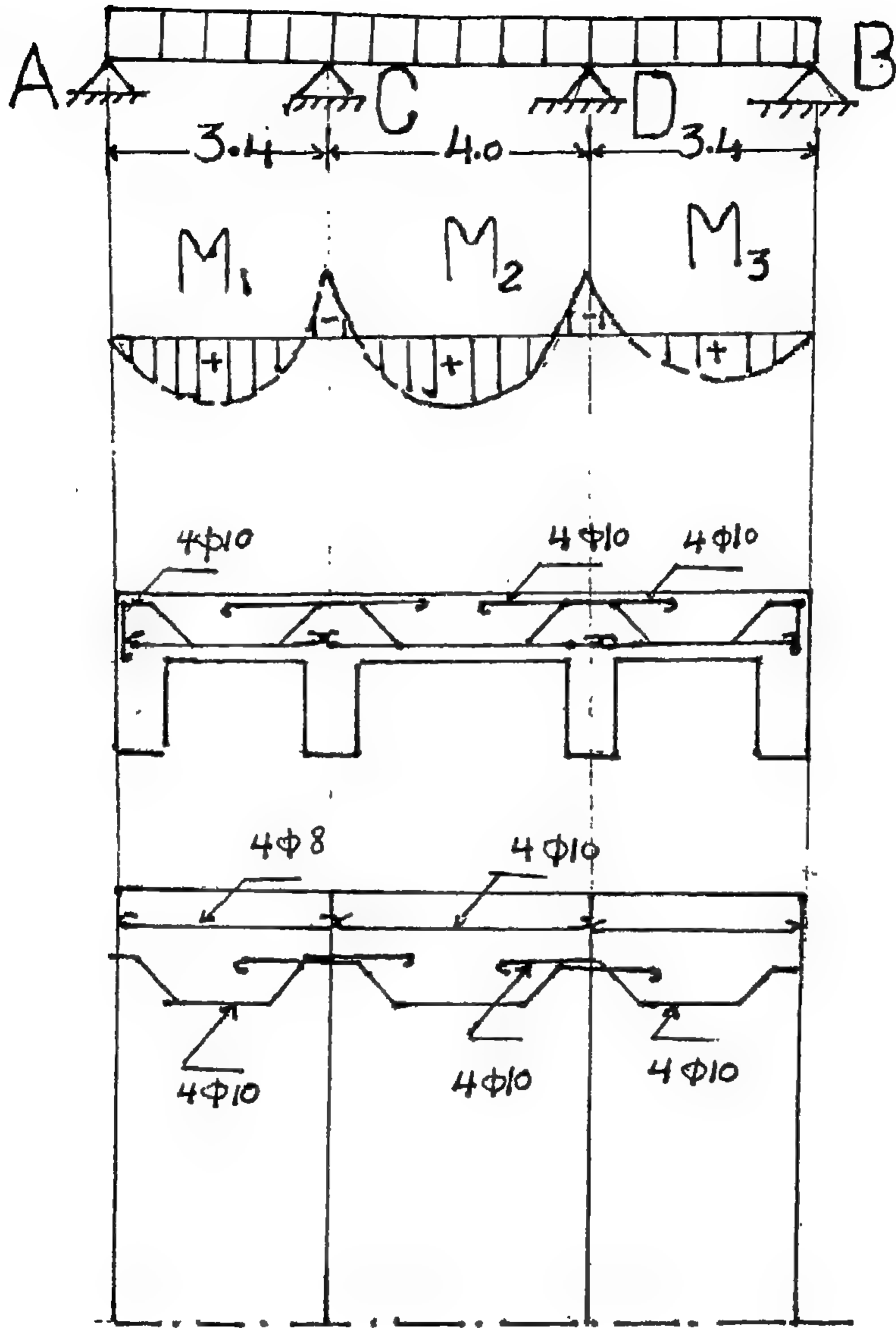
1- حساب الأحمال:

يفرض أن سمك البلاطة 11 cm وبالتالي وزنها

$$w_s = 25 \times 11 = 275 \text{ kg / m}^2, \text{ وزن الأرضيات } 150 \text{ kg / m}^2,$$

الأوزان الحية 200 kg / m^2 .

$$\therefore \text{Total weight} = 275 + 150 + 200 = 625 \text{ kg / m}^2$$



شكل (5 - 6) توزيع عزوم الانحناء وحديد التسليح للبلاطات المستمرة
و ذات تسليح رئيسي في اتجاه واحد.

2- حساب عزوم الانحناء:

$$+ M_1 = w_1 L_1^2 / 10 = \frac{(625)(3.4)}{10} = 722 \text{ kg-m}$$

$$+ M_2 = w_1 L_2^2 / 12 = \frac{(625)(4)^2}{12} = 835 \text{ kg-m}$$

$$+ M_3 = + M_1 = 722 \text{ kg-m}$$

$$\begin{aligned} - M_{1-2} &= 1/2 \left(\frac{w_1 L_1^2}{10} + \frac{w_1 L_2^2}{12} \right) \\ &= 1/2 (722 + 835) = 1/2 (1557) = 778.5 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

OR

$$- M_{1-2} = w \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right)^2 / 10 = (625) \left(\frac{3.4 + 4}{2} \right)^2 / 10 = 855 \text{ kg-m}$$

فى التصميم يأخذ عزوم الانحناء الكبيرة.

3- حساب سمك البلاطة:

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c = 45 \text{ kg/cm}^2$$

من الجدول $k_1 = 0.39$ ، من العلاقة سمك البلاطة الأكبر للعزم الموجب:

$$\begin{aligned} d &= k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} \\ &= 0.39 \sqrt{\frac{(835)(100)}{(100)}} = 11.1 \text{ cm} \cong 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

يجب ملاحظة أن $b = 100 \text{ cm}$ وذلك لأن دراستنا على متر
طولى من البلاطة، سمك البلاطة للعزم السالب.

$$d = k_1 \sqrt{\frac{|-M|}{b}} = 0.39 \sqrt{\frac{(855)(100)}{100}} = 11.4 \approx 12 \text{ cm}$$

∴ القطاع مضبوط وأخذ عمق القطاع (سمك البلاطة) $= 12 \text{ cm}$ فى هذه
الحالة يلزم تصميم الحسابات نتيجة لزيادة وزن البلاطة بما يعادل
وزن 25 kg/m^2 ويصبح مجموع الأحمال 650 kg/m^2 بدلا من
 625 kg/m^2 وتحسب عزوم الانحناء من جديد.

$$+ M_1 = (650) (3.4)^2 / 10 = 750 \text{ kg-m}$$

$$+ M_2 = (650) (4)^2 / 12 = 870 \text{ kg-m}$$

$$- M = (650) \left(\frac{3.4 + 4}{2} \right)^2 / 10 = 885 \text{ kg-m}$$

4- حساب مساحة حديد التسليح:

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} \quad \text{Where} \quad k_2 = 1245$$

$$A_s (+ M_1) = \frac{+ M_1}{k_2 d} = \frac{750 (100)}{1245 (12)} = 5.02 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 10 + 4 \phi 8 \text{ mm}$$

$$A_s (+ M_2) = \frac{+ M_2}{k_2 d} = \frac{870 (100)}{1245 (12)} = 5.82 \text{ cm}^2$$

$$8 \phi 10 \text{ mm}$$

$$A_s (- M) = \frac{- M}{k_2 d} = \frac{885 (100)}{1245 (12)} = 5.92 \text{ cm}^2$$

$$8 \phi 10 \text{ mm}$$

5- تحديد المواصفات الهندسية:

- أ- أقل عدد من أسياخ الحديد السالب هو 6 أسياخ.
- ب- الحديد السالب يعتمد أساساً على الحديد المكسح فى النصف ويصبح حديد التسليح المكسح من $M_1 +$ هو $4 \phi 10$ ، ومن $M_2 +$ هو $4 \phi 10$ وتصبح مساحة حديد التسليح فى منطقة العزم (السالب) $8 \phi 10$ وهى مساوية لحديد التسليح $(-M)$.

6- تحديد كمية الحديد الثانوى:

لا يقل عن 4 أسياخ قطر 6 mm فى المتر وقيمته تساوى $\frac{1}{5} A_s$ فى المتر الطولى.

7- أقل مساحة حديد التسليح رئيسى:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25}{100} A_c = 0.25 (100 \times t)$$

وبالتالى:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25}{100} (100 \times 12) = 3 \text{ cm}^2$$

8- أقل سمك للبلاطات:

أ- فى البلاطات البسيطة $t_{\min} = \frac{s}{35}$

ب- فى البلاطات المستمرة والمثبتة $t_{\min} = \frac{s}{44}$

ج- البلاطات الكابولية $t_{\min} = \frac{s}{15}$

حيث s عرض البلاطة القصيرة

تصميم البلاطات الخرسانية المسلحة ذات الأحمال موزعة في اتجاهين

Design of Two – ways Reinforced Concrete Slabs

وتعرف بأنها البلاطات المحملة من الجوانب الأربعة على كميرات خرسانية مسلحة لتنتقل الأحمال إلى الأعمدة والتي تكون نسبة الطول عند جوانب الركائز إلى العرض أقل من (2) والتي يعتبر الأحمال موزعة في اتجاهين x , y وتخضع للعلاقات الآتية (Simple Slab).

$$\frac{L}{s} < 2 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_x = \frac{W_x L^2}{8} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_y = \frac{W_y s^2}{8} \dots\dots\dots (3)$$

حيث أن:

- L : The length of span of the Slab
- S : The width of Span of the Slab
- w_x : Distribution load in x – direction
- w_y : Distribution load in y – direction
- M_x : Bending moment in x – direction.
- M_y : Bending moment in y - direction

لمقاومة هذا العزم لابد من وجود حديد التسليح في جانب منطقة الشد في كلا الاتجاهين ويوضح الشكل (6 - 5) توزيع الأحمال المنتقل إلى الركائز Supporting beams.

ملحوظة:

توزيع الأحمال على الجوانب w_x , w_y فى الاتجاهين x , y يكون أقل من وزن الحمل الأسمى w أى أن:

$$w_x = w_y < w \dots\dots\dots(4)$$

وأىضا عند توزيع الأحمال نجد أن قيمة الحمل فى الاتجاه الأكبر ستكون أقل من توزيع الحمل فى الاتجاه الأصغر ويمكن اعتبار توزيع الأحمال طبقاً للمواصفات الفنية المصرية كالتى فى حالة الكمرة البسيطة.

$$w_x = \alpha w \dots\dots\dots(5)$$

$$w_y = \beta w \dots\dots\dots(6)$$

$$r = \frac{L}{s} \dots\dots\dots(7)$$

ويمكن استنتاج قيم للثوابت α , β بتطبيق المعادلات الآتية:

$$\alpha = 0.5 r - 0.15 \dots\dots\dots(8)$$

$$\beta = 0.35 / r^2 \dots\dots\dots(9)$$

جدول (2 - 6) يوضح معاملات توزيع الأحمال:

Table (2 - 6) load distribution according to Egyptian code

r	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.35	0.40	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.70	0.75	0.8	0.85
β	0.25	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09

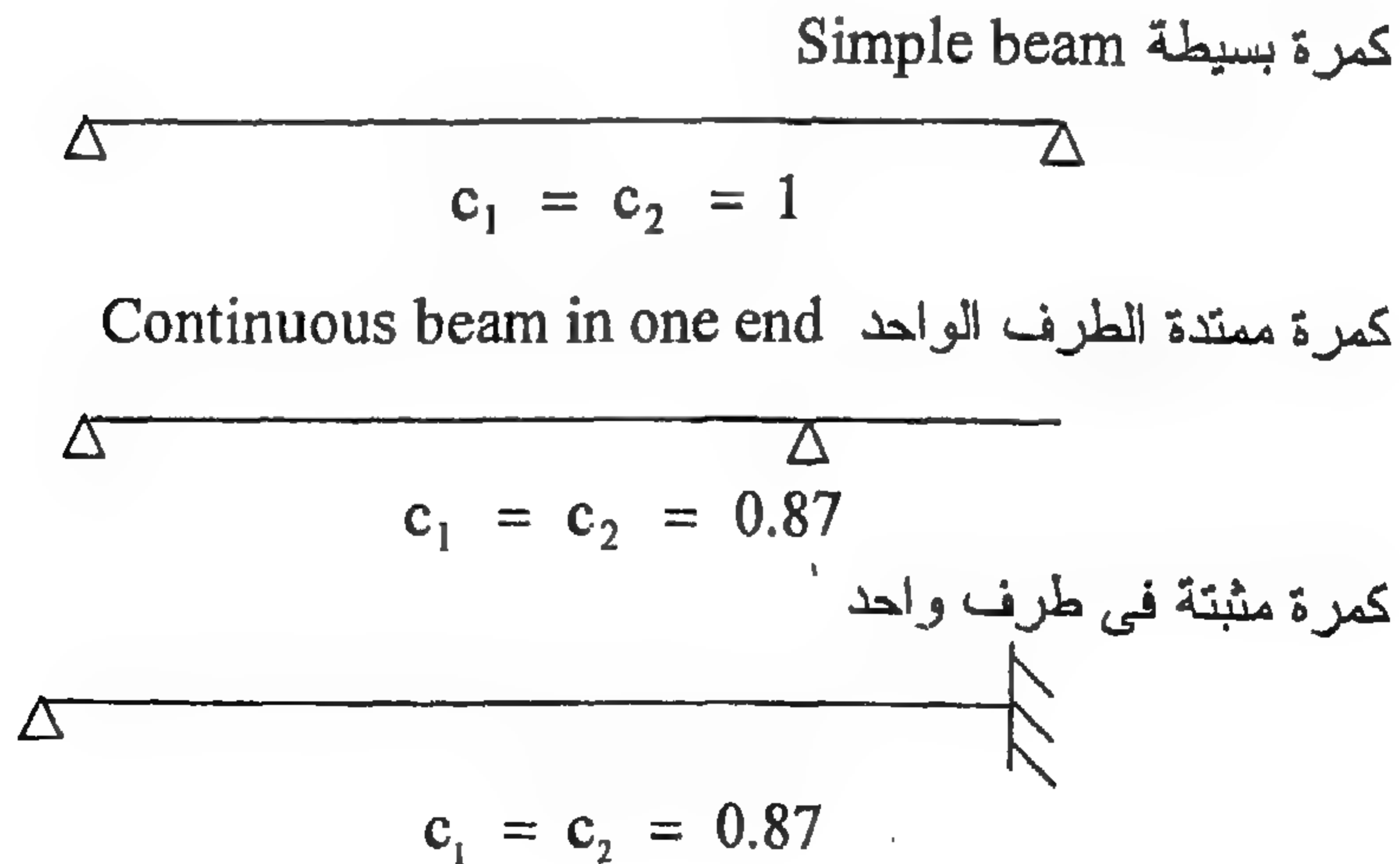
وقيمة r أيضاً تتوقف على نوع الركائز وشكل البلاطات ويمكن تحديد ثوابت تتوقف على نقطة الانقلاب لعزوم الانحناء Point of Inflection بحيث أن:

$$\ell = C_1 L \dots\dots\dots(10)$$

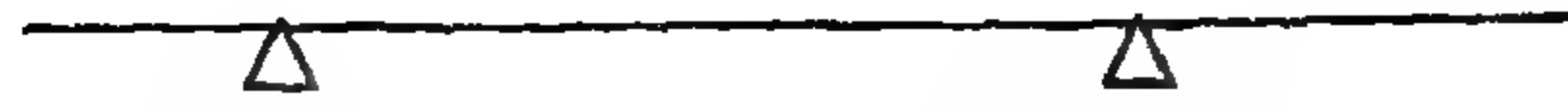
$$s = C_2 S \dots\dots\dots(11)$$

ويوضح الأشكال الآتية قيمة الثوابت c_1 ، c_2 لحساب قيمة r من العلاقة الآتية:

$$r = \frac{\ell}{s} = \frac{C_1 L}{C_2 S} \dots\dots\dots(12)$$



كمره ممتدة الطرفين



$$c_1 = c_2 = 0.76$$

كمره ذات ركزتين ثابتتين



$$c_1 = c_2 = 0.76$$

وتوجد بعض الملاحظات عند تصميم البلاطات فى الاتجاهين:

- 1- تصميم البلاطة الخرسانية المسلحة على العزم الموجب الأكبر M_x أو M_y ويكون حديد التسليح الرئيسى Main Reinforcement هو المطلوب للعزم الأكبر فى القيمة ويكون عمق القطاع d_1 .

$$d_1 = t - 1.5 \text{ cm}$$

$$\cong \left(t - 1 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ cm}$$

ويصمم التسليح الثانوى Distribution Reinforcement على

أساس العمق d_2 بحيث:

$$d_2 = t - 2.5 \text{ cm}$$

$$\cong (t - 1 - 1.5 \phi)$$

- 2- يجب مراعاة العزوم السالبة عند الركائز ويجوز استعمال جهود تشغيل للخرسانة عند الركائز أكبر من جهود تشغيل الخرسانة فى وسط البلاطات بمقدار 5 kg/cm^2 .

- 3- يجب ألا يزيد الفرق فى سمك البلاطات المتجاورة عن 2 cm .

Example (3):

Design a simply supported rectangular solid slab of effective spans 4.5×3.73 m, Subjected to live load $L.L = 200 \text{ kg/ m}^2$. Weight of roof covering material $= 150 \text{ kg/ m}^2$. Allowable unit stresses are $f_c = 50 \text{ kg/ cm}^2$ and $f_s = 1400 \text{ kg/ cm}^2$ as shown in figure (6 – 6).

Solution:

$$\text{assume } t = \frac{375}{50} = 7.5 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{say } t = 10 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{own wt . of R. C slab} &= 0.1 \times 2500 \\ &= 250 \text{ kg/ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Covering} &= 150 \text{ kg/ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{D . L} &g = 400 \text{ kg/ m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{L . L} &p = 200 \text{ kg/ m}^2 \end{array}$$

$$w = 600 \text{ kg/ m}^2$$

$$r = \frac{4.50 \times 1}{3.75 \times 1} = 1.2 < 2 \quad \text{Two ways slab}$$

$$\alpha = 0.5 r - 0.15 \quad , \quad \beta = 0.35 / r^2$$

$$\alpha = 0.5 \times 1.2 - 0.15 = 0.45, \quad \beta = \frac{0.35}{(1.2)^2} = 0.24$$

$$w_1 = 0.45 \times 0.6 = 0.27 \text{ t/m}^2$$

$$w_2 = 0.45 \times 0.6 = 0.144 \text{ t/m}^2$$

Sec. I – I

$$M = \frac{0.27 (3.75)^2}{8} = 0.475 \text{ t. m}$$

Sec. II – II

$$M = \frac{0.144 (4.5)^2}{8} = 0.36 \text{ t. m}$$

$$C_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2, \quad k_1 = 0.36, \quad j = 0.885$$

$$d_2 = 0.36 \sqrt{\frac{0.475 \times 10^5}{100}} = 7.8 \text{ cm}$$

$$\therefore t = 7.8 + 1 \rightarrow 2 \cong 10 \text{ cm}$$

$$\therefore d = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ cm}, \quad d_2 = 8.5 - 1 = 7.5 \text{ cm}$$

Sec. I – I

$$k_2 = j f_s = 0.885 (1400)$$

$$\cong 1235$$

$$A_s = \frac{M}{j d_1 f_s}$$

$$A_s = \frac{0.475 \times 10^5}{0.885 \times 8.5 \times 1400} = 4.5 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 10 / \text{mm}$$

Sec. II - II

$$A_s = \frac{M}{j d_s f_s}$$

$$A_s = \frac{0.36 \times 10^5}{0.885 \times 7.5 \times 1400} = 3.89 \quad 5 \phi 10 \text{mm} / \text{m length}$$

Example (4)

Design a continuous supported rectangular solid slab of effective spans as shown in the figure, subjected to live load L . $L = 250 \text{ kg/m}^2$ weight of roofing covering material = 200 kg/m^2 . Allowable unit stresses are $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ as shown in figure (6-6).

Solution:

$$\text{assume } t = \frac{400}{60} = 6.7$$

$$t_{\min} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{say } t = 10 \text{ cm}$$

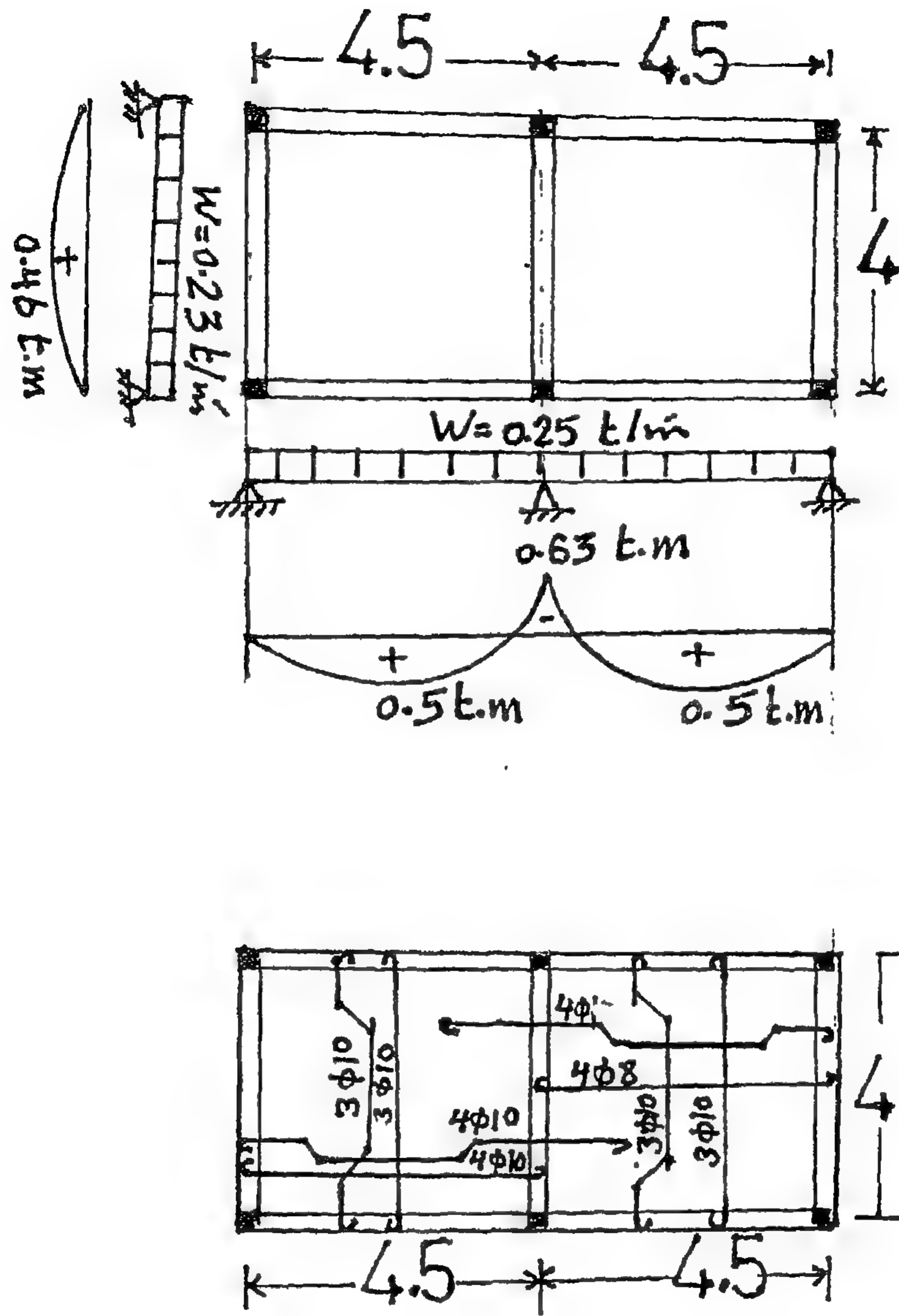
$$\text{own wt} = 0.1 \times 2500 = 250$$

$$\text{covering} = 200$$

$$D.L = 450$$

$$L.L = 250$$

$$w = 700 \text{ kg/m}^2$$



شكل (6 - 6) توزيع حديد التسليح وعزوم الانحناء للبلاطة المستمرة ذات الاتجاهين في التسليح

$$r = \frac{4.5 \times 0.87}{4 \times 1} = 0.97 < 1.0$$

$$= \frac{C_1 + 1}{C_2 + s}$$

$$\therefore r = \frac{4 \times 1}{4.5 \times 0.87} = 1.02$$

$$\alpha = 0.5 \times 1.02 - 0.15 = 0.36$$

$$\beta = \frac{0.35}{(1.02)^2} = 0.336$$

$$w_1 = 0.7 \times 0.36 = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$w_2 = 0.7 \times 0.336 = 0.23 \text{ t/m}^2$$

Sec. I- I

$$M + ve = \frac{0.25 (4.5)^2}{10} = 0.5 \text{ t.m}$$

$$M - ve = \frac{0.25 (4.5)^2}{8} = 0.63 \text{ t.m}$$

Sec. II- II

$$M = \frac{0.23 (4)^2}{8} = 0.46 \text{ t.m}$$

$$C_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2, f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$, f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.36, j = 0.88$$

$$d = 0.36 \sqrt{\frac{0.63 \times 10^5}{100}} = 9 \text{ cm}$$

$$\therefore t = 10 \text{ cm} \therefore d = 9 \text{ cm}, d_1 = 8 \text{ cm}$$

Sec. I – I

$$A_s + ve = \frac{0.5 \times 10^5}{0.88 \times 9 \times 1400} = 4.5 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 10 + 4 ϕ 8/m length

$$A_s - ve = \frac{0.63 \times 10^5}{0.88 \times 9 \times 1400} = 5.7 \text{ cm}^2$$

8 ϕ 10/m length

Sec. II – II

$$A_s = \frac{0.46 \times 10^5}{0.88 \times 8 \times 1400} = 4.6 \text{ cm}^2$$

6 ϕ 10/m length

Example (5):

صمم بلاطة مستطيلة مركزة على ركائز بسيطة بأبعاد

5 × 4 m (Simply supported rectangular solid slab) معرضه

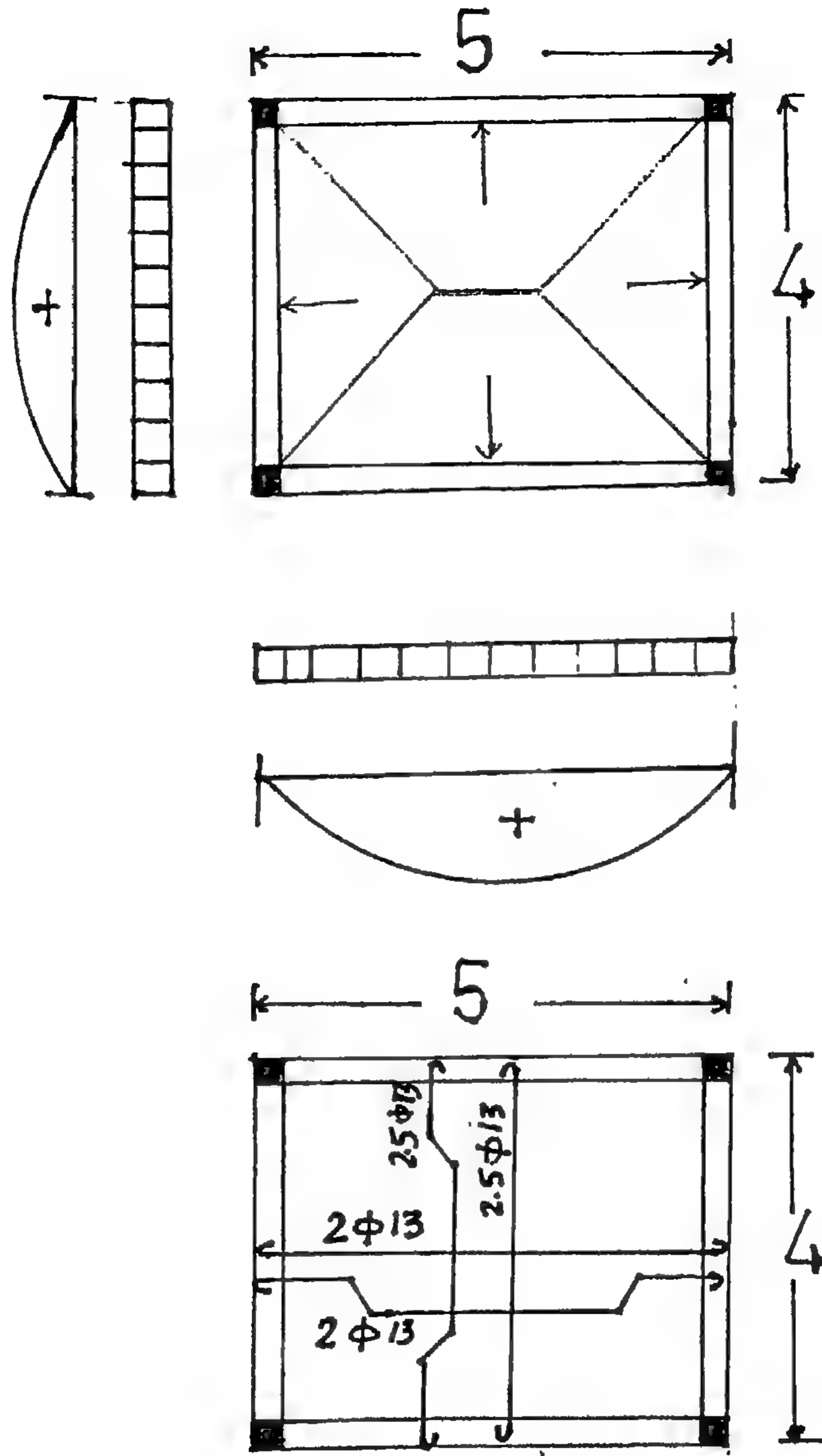
لأحمال حية LL = 400 kg / m² وزن تغطية السقف

200 kg / m² = covering materials الخرسانة المستخدمة

C₂₈ = 180 kg / cm² ، وحديد التسليح عند منطقة التشغيل

yield ordinary mild steel f_y = 2300 kg / cm² كما هو موضح

بالشكل (6 - 7).



شكل (6-7) يوضح عزوم الانحناء وتوزيع حديد التسليح الرئيسى والثانوى
لبلاطة ذات اتجاهين (4 × 5م)

أولاً:

تحديد سمك البلاطة

$$\text{simple supported } t_{\min} = \frac{s}{50} = \frac{400}{50} = 8 \text{ cm}$$

افرض أن سمك البلاطة لهذا السقف = 14 cm

ثانياً:

الأوزان أو الأحمال:

$$\text{Own weight of Slabs} = 0.14 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 0.35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Roof covering} = 0.200$$

$$\text{Total dead load} = 0.55$$

$$\text{Live Load} = 0.400$$

$$\text{Total dead and live load} = 0.95 \text{ t/m}$$

$$\text{Ratio of rectangular} \quad r = \frac{L}{s} = \frac{c_1 L}{c_2 S}$$

$$c_1 = c_2 = 1$$

$$= \frac{5.0}{4.0} = 1.25$$

$$\alpha = 0.475$$

$$\beta = 0.23$$

$$\therefore w_1 = \alpha w$$

$$= 0.475 \times 0.95 = 0.45125 \text{ t/m}^2$$

$$w_2 = \beta w = 0.23 \times 0.95 = 0.2185 \text{ t/m}^2$$

Bending Moment on short direction:

$$M_s = \frac{0.45125 \times 4 \times 4}{8} = 0.9025 \text{ t.m}$$

Bending Moment on long direction:

$$M_L = \frac{0.2185 \times 5 \times 5}{8} = 0.6828 \text{ t.m}$$

a. Short direction:

$$M_{\max} = 0.9025 \text{ t.m}$$

$$f_c = 55 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.335$$

$$k_2 = 1225$$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.335 \sqrt{\frac{0.9025 \times 10^5}{100}} = 10.06 \text{ cm}$$

Take slab thickness = 10 cm

ت حسب الأحمال على أساس سمك السقف .t = 10 cm

$$\text{Own weight of slab} = 0.1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 0.250 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Covering maximum} = 0.200 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Total dead load} = 0.450$$

$$\text{L. L} = 0.400$$

$$\text{Total dead \& Live load} = 0.85 \text{ t/m}^2$$

Short direction:

$$w_1 = \alpha w = 0.475 \times 0.85 = 0.40375 \text{ m.t}$$

Long direction:

$$w_2 = \beta w = 0.230 \times 0.85 = 0.1955 \text{ m.t}$$

Bending Moment on short direction:

$$M_1 = \frac{0.40375 \times 4 \times 4}{8} = 0.8075 \text{ m.t}$$

Bending Moment on long direction:

$$M_2 = \frac{0.1955 \times 5 \times 5}{8} = 0.610938 \text{ m.t}$$

Reinforcement on short direction (direction of maximum moment)

$$As_1 = \frac{M_1}{k_2 d} = \frac{0.8075 \times 10^5}{12.25 \times 10} = 6.59 \text{ cm}^2$$

Choose 5 ϕ 13 mm / meter length

Reinforcement on the long direction (direction of minimum moment)

$$As_2 = \frac{M_2}{k_2 t} = \frac{0.610938 \times 10^5}{12.25 \times 10 \times 100} = 4.987 \text{ cm}^2$$

Choose 4 ϕ 13mm / meter length

الباب السابع

Design of Reinforced Concrete Foundations or Footings

تصميم الأساسات الخرسانية المسلحة

تعريف الأساسات Definition of foundations

تعرف الأساسات بأنها جزء من الإنشاء تحت سطح التربة يستخدم كركيزة للأعمدة الخرسانية المسلحة والحوائط المختلفة في مواد الإنشاء من خرسانة، حديد، طوب أو خشب وتقوم الأساسات بنقل الأحمال إلى الأرض. جميع الأراضي تحت الأحمال المختلفة تسبب انضغاط أو تحرك أو إزاحة للتربة لذلك يراعى عند تصميم الأساسات اعتبار المبنى ككتلة واحد من حيث الإزاحة وفي حدود ضيفه جدا ومنع أى إزاحة لجزء من الإنشاء حتى لا يحدث كسر للمبنى وتقليل إزاحة التربة لذلك يجب أن يؤخذ فى الاعتبار.

- 1- يجب أن تتحمل التربة الاجهادات العالية والضغط نتيجة الأحمال.
- 2- توزيع الأحمال على مساحة كبيرة من سطح الأرض لذلك لتقليل

ضغط التحميل . Bearing pressure أو Bearing stress

تقسم الأساسات إلى نوعين أساسيين:

1- أساسات ذات مسطحات، كبيرة Spread foundations

2- أساسات ذات أعماق كبيرة Deep foundations

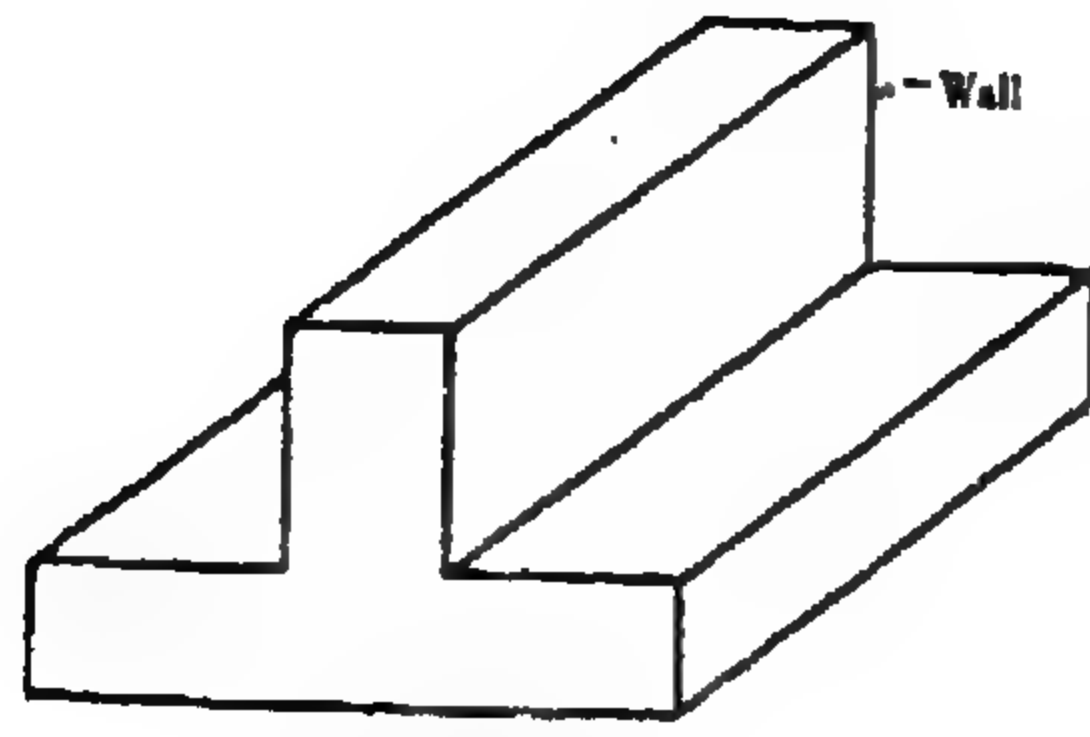
ولتنفيذ أى مبنى يستلزم دراسة التربة المقامة عليها المبنى وفهم الخصائص والصفات الهندسية لهذا الموقع وذلك بعمل وإجراء أبحاث التربة الغرض منها:

- 1- معرفة مدى ملائمة الموقع للأعمال المقترح تنفيذها عليه.
 - 2- اختيار أفضل الطرق للتنفيذ.
 - 3- إعداد أنسب تصميم إقتصادي للمشروع المقترح.
 - 4- اختبار أنسب الأماكن والمواقع لتنفيذ المشروع.
 - 5- تحديد حالة المياه الجوفية ومناسبتها وتأثيرها على الأعمال المقترحة.
- لذلك يتطلب بعض البيانات عن أبحاث التربة لتحديد طبقات التربة فى المواقع وصفات كل منها، تحديد نوع وعمق الأساسات المطلوبة، تحديد جهد تربة التأسيس، موقع المياه الجوفية وتأثيرها، ظروف البيئة حول الأساسات ومعالجتها، القيمة المتوقعة للإزاحة أو هبوط المبنى، تحديد مشاكل التربة مثل القابلية للانتفاخ أو الانكماش. ويتم عمل حسابات للتربة عن طريق ثقب رأسى فى موقع المنشأ بفرض الحصول على عينات من التربة لدراساتها والتعرف على طبيعة طبقاتها وسمكها وصفاتها وأهم هذه الجسات فى مصر الحفر المكشوفة أو الجسات اليدوية أو الميكانيكية.

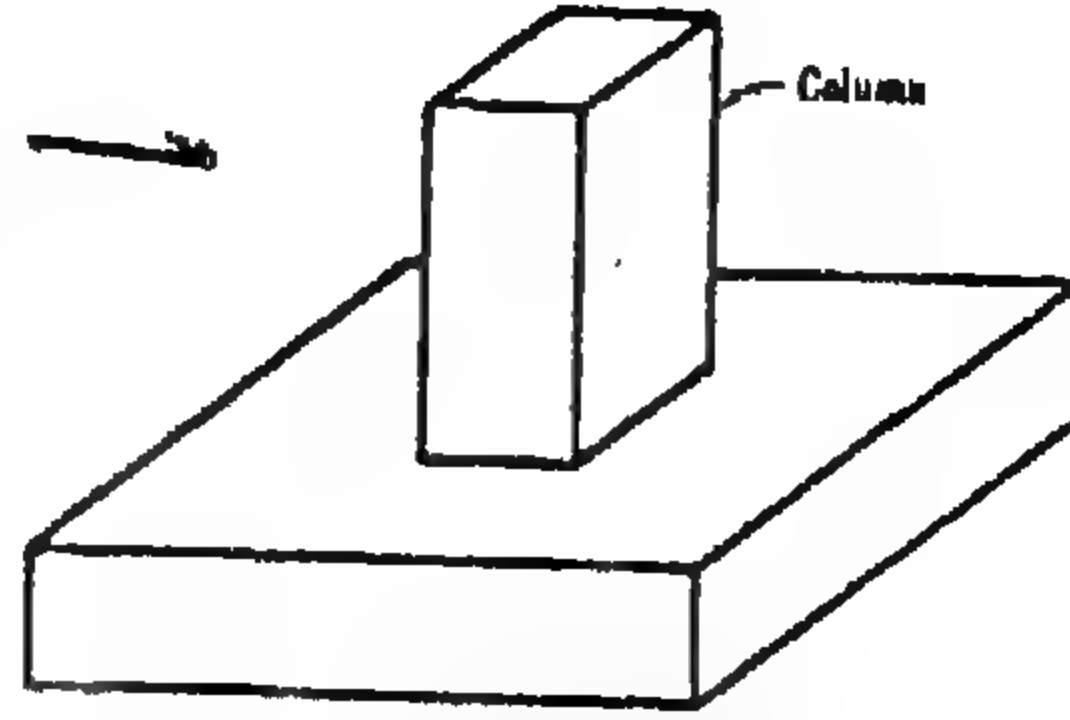
أولاً: أنواع الأساسات ذات مسطحات كبيرة

Types of spread Foundations

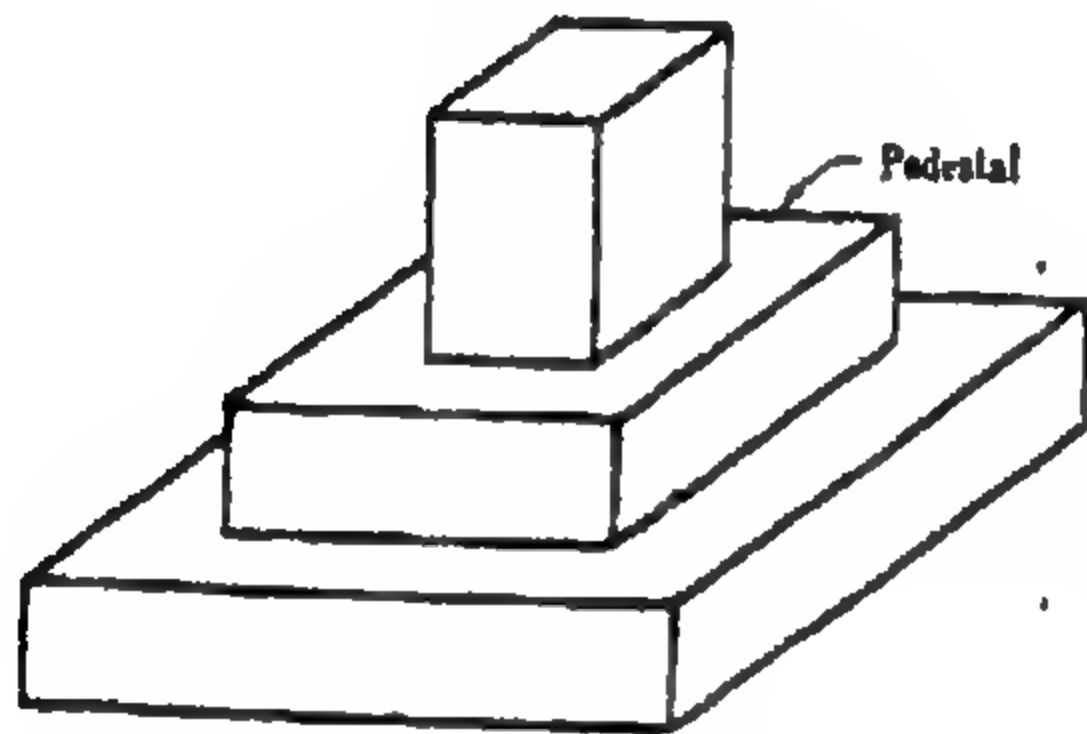
يمكن تصنيف هذا النوع من الأساسات إلى أساسات حاملة الحوائط Wall footings وأساسات حاملة للأعمدة الخرسانية المسلحة Column footings. والأنواع المختلفة من الأساسات كما هو موضح بشكل (7 - 1).



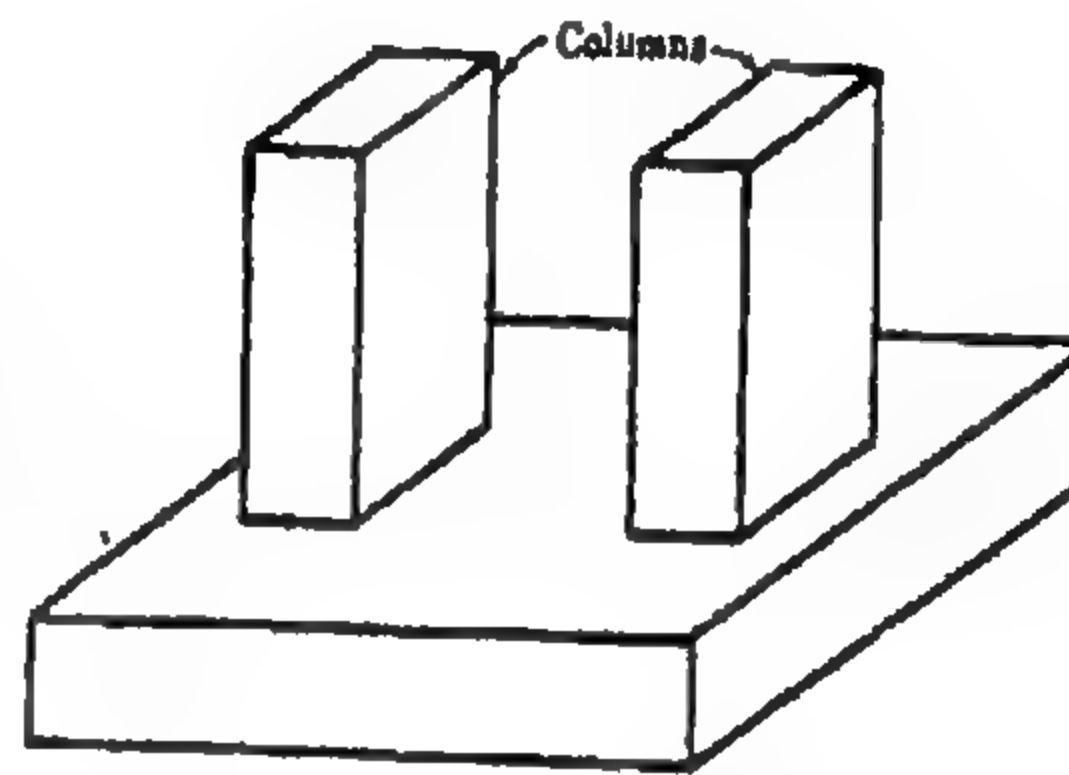
(a) Wall Footing



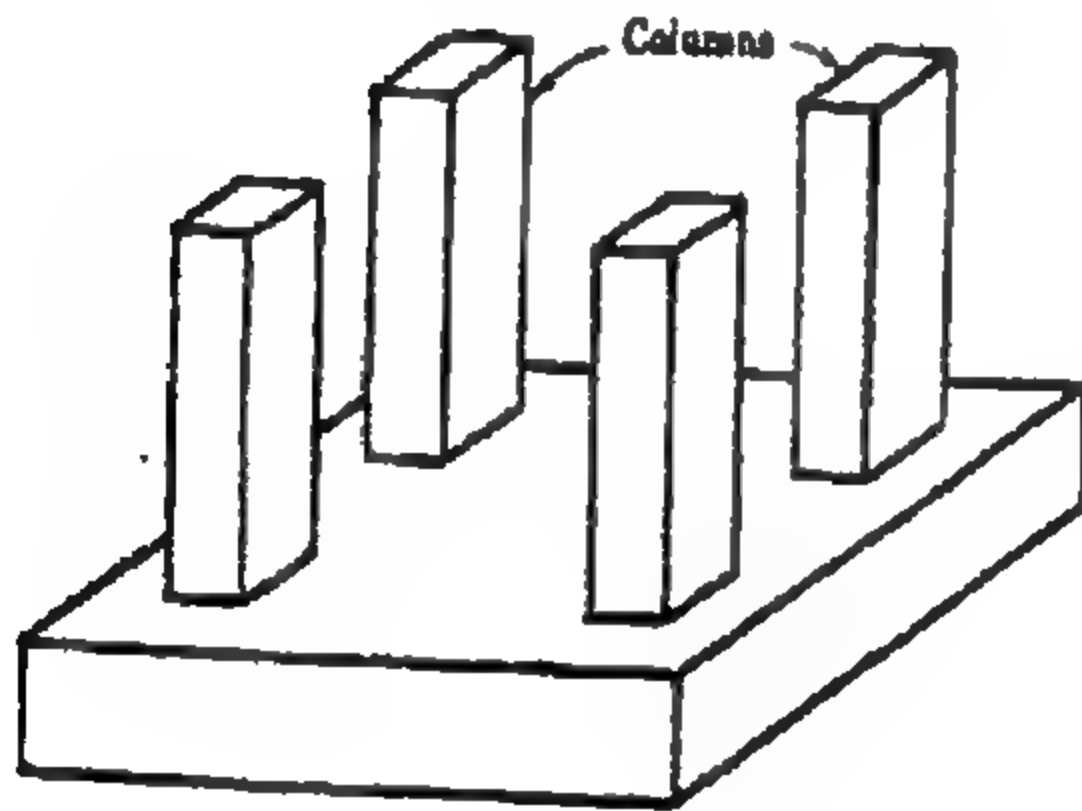
(b) Isolated Footing



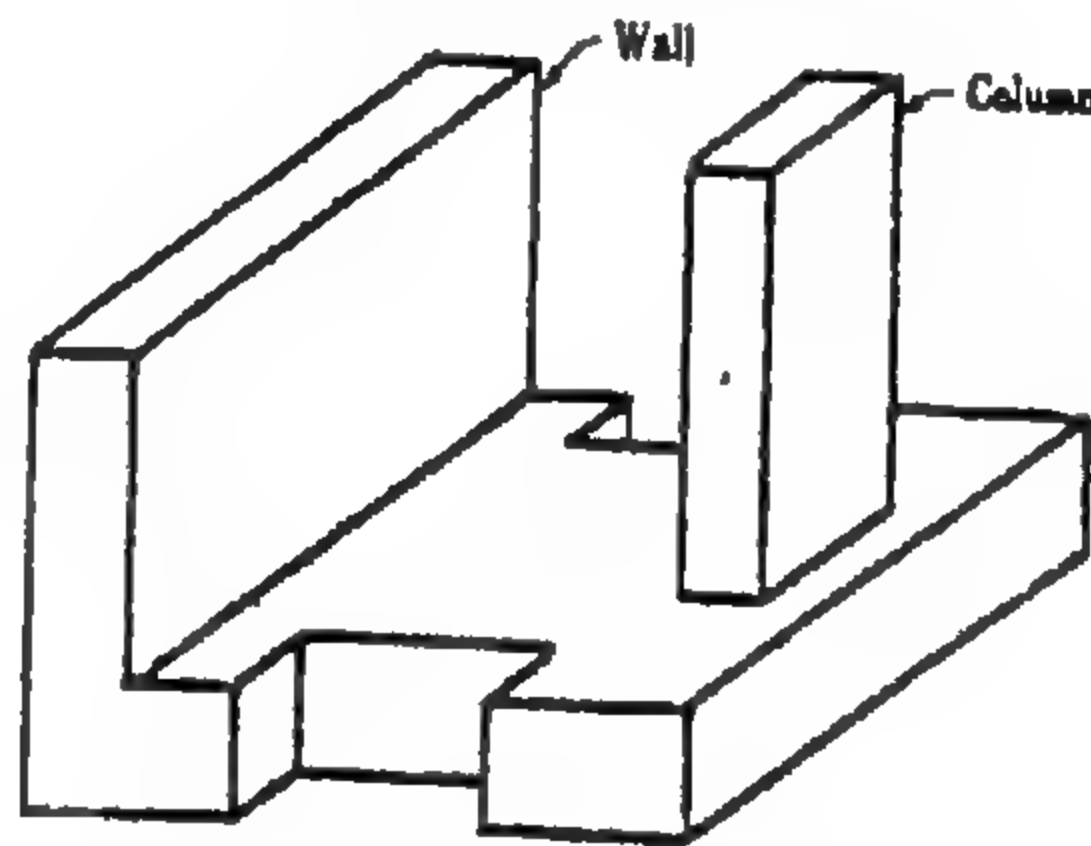
(c) Footing with Pedestal



(d) Combined Footing



(e) Raft Foundation



(f) Cantilever Footing

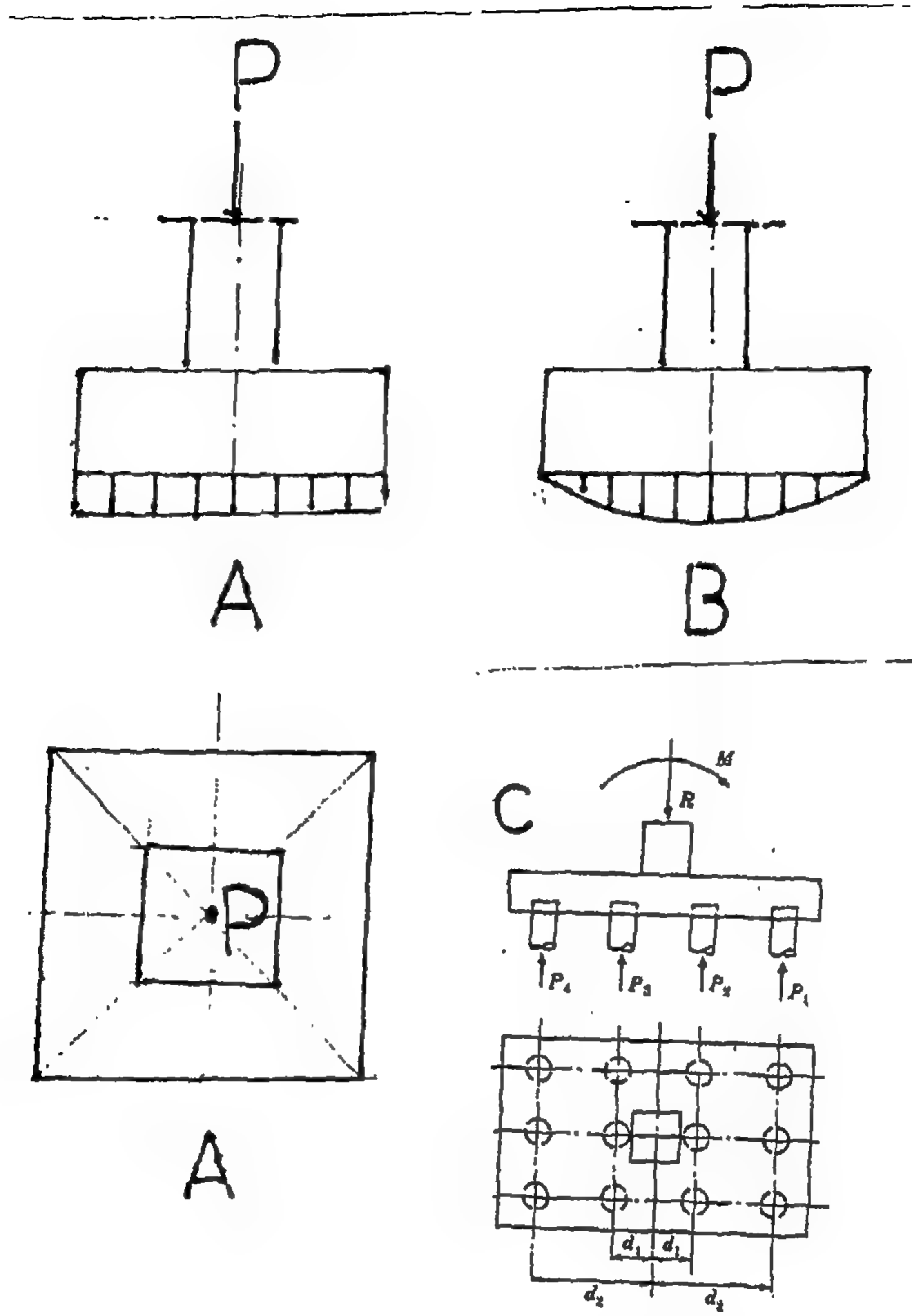
شكل (1 - 7) الأنواع المختلفة من الأساسات الخرسانية المستخدمة
في تصميم المباني الزراعية

- 1- Wall footing
- 2- Isolated column footing
- 3- Footings with pedestal
- 4- Combined column footing
- 5- Raft foundation
- 6- Cantilever footing

ويوضح شكل (7 - 1) الأنواع المختلفة من الأساسات المستخدمة في الأنظمة المختلفة مع شرح خصائصها ويلاحظ أن الأساسات أو القواعد المنفصلة Isolated column Footing واسعة الانتشار في المباني الزراعية وهي أبسط أنواع الأساسات الخرسانية المسلحة من حيث تصميم الإنشاء والتكلفة وقد تكون الأساسات المنفصلة مربعة الشكل أو مستطيلة، وتصميم الأساسات على أساس حمل محوري Axial Load أو حمل غير محوري Non- Axial Load حيث يحدث عزوم بجانب الحمل المحوري معاً، وعادة فإن الأساس المربع هو أبسط أنواع الأساسات للعمود المربع أما إذا كان العمود مستطيل فيفضل أساس مستطيل.

ويلاحظ أيضاً نوع التربة المقام عليها الأساس له من الأهمية في تصميم الأساسات أو القواعد من حيث تربة ضعيفة وأحمال كبيرة يتطلب مساحات كبيرة من الأساسات وبالتالي تصبح غير اقتصادية.

ويؤخذ في الاعتبار أن الأساسات تنقل الأحمال عمودياً على سطح التربة فإذا كان الحمل في مركز الأساس نجد أن ضغط التحميل Bearing Pressure على مساحة التحميل Bearing Area يكون منتظم Uniform Soil pressure تحت الأساس كما في الشكل (7 - 2).



شكل (7 - 2) يوضح جهود التحميل على التربة لحمل عمودي في مركز الأساس

- A - انتظام جهود التحميل على تربة طينية.
- B - عدم انتظام جهود التحميل على تربة محبية .
- C - أساسات ذات أعماق كبيرة (الخوازيق).

ولكن الأساسات في الأراضي المحببة نجد أن ضغط التحميل كبير على جوانب أو محيط الأساسات وأقل في المنتصف وذلك لأن الحمل يسبب مقاومة لقوى القص Shearing Resistance حول محيط الأساس بحيث يزيد من جهد التحميل على الجوانب ويصبح الشكل توزيع التحميل للتربة للأساسات كما في شكل (7 - 2).

أما الأراضي الطينية Clay soils نجد أن ضغط التحميل كبير على جوانب أو محيط الأساسات وأقل في المنتصف وذلك لأن الحمل يسبب مقاومة لقوى القص Shearing Resistance حول محيط الأساس بحيث يزيد من جهد التحميل على الجوانب ويصبح شكل توزيع جهد التحميل للتربة للأساسات كما هو موضح بشكل (7 - 2).

ويفضل أن تؤثر الأحمال في مركز الأساس حتى لا يحدث انزلاق أو ميل للأساسات كما هو موضح بالشكل (7 - 2).

- وتعرف الأساسات أيضا أنها عبارة عن قواعد منفصلة من الخرسانة المسلحة (250 كجم /سم² مقاومة الكسر لمكعبات الخرسانة المسلحة بعد مرور 28 يوم) تتركز على قواعد من الخرسانة العادية (180 كجم /سم² مقاومة الكسر لمكعبات والخرسانة العادية بعد مرور 28 يوم) يربط بينها ميدات. وتردم حول الأساسات وتغطي برمال متدرجة.

- أيضا غطاء الخرسانة لحدي الأساسات 5 cm ويراعى عزل الخرسانة المسلحة بطبقة من البيتومين المؤكسد الساخن.

- اجهادات التحميل الآمن المسموح به للتربة المصرية Allowable Bearing pressure 1.5 kg/cm² تحت معامل أمان من 2.0 : 3.0 حيث أن:

$$\text{Factor of safety} = \frac{\text{Ultimate Bearing Capacity}}{\text{Allowable Bearing pressure}} \dots\dots(1)$$

– حساب أقصى حمل متوقع من العمود (S.L) Service Loads من الأحمال الحية Live Load . والأحمال الدائمة (الميتة) Dead Load إلى منسوب سطح الأرض أو إلى منسوب التأسيس:

$$S.L = D + L \dots\dots\dots(2)$$

و يدخل في حساب الأحمال وزن الأساس وكذلك وزن ما فوق الأساس من الأتربة. ويلاحظ أن الأحمال الحية (L) والأحمال الناتجة من سرعة الرياح (w) تسبب انقلاب للأساس overturn وان الأحمال الميتة (D) تعمل على أتران الأساس ومقاومة انقلابه.

$$S.L = D + L + w \dots\dots\dots(3)$$

– حساب مساحة قاعدة الأساس (A_{req}) Required Footing Area من العلاقة الآتية:

$$A_{req} = \frac{D + L}{q_a} = \frac{p_T}{q_a} = B^2 \dots\dots\dots(4)$$

q_a = Allowable Bearing Pressure, kg / cm²

p_T = Total Load, kgs

$$A_{req} = \frac{D + L + w}{1.33 q_a} = \frac{P_T}{1.33 q_a} \dots\dots\dots(5)$$

– ونؤخذ مساحة قاعدة الأساس الأكبر

– وزن الأساس Footing Weight تقريبا 7% : 4% من الأحمال الواقعة على العمود

$$\text{Footing Weight} = 0.07 (P_{dL} + P_{LL}) \dots\dots\dots(6)$$

Where:

P_{dL} = dead Load

p_{LL} = Live Load

- والحمل الكلى الواقع على قاعدة الأساس يشمل

$$P_T = \text{Footing Weight} + \text{Dead Load} + \text{Live Load} \dots\dots\dots(7)$$

- حساب جهد التربة الفعلى اللازم للتصميم

$$\text{Net ultimate soil pressure (NUSP)} = \frac{1.7(P_{LL}) + 1.4(P_{dL})}{A_{req}} \dots\dots(8)$$

يحدد خط المقطع الحرج لإيجاد عزوم الانحناء

Critical section for bending and Flexural bond

حيث تعتبر القاعدة بلاطة كابولية فى ناحيتي العمود ويمكن حساب

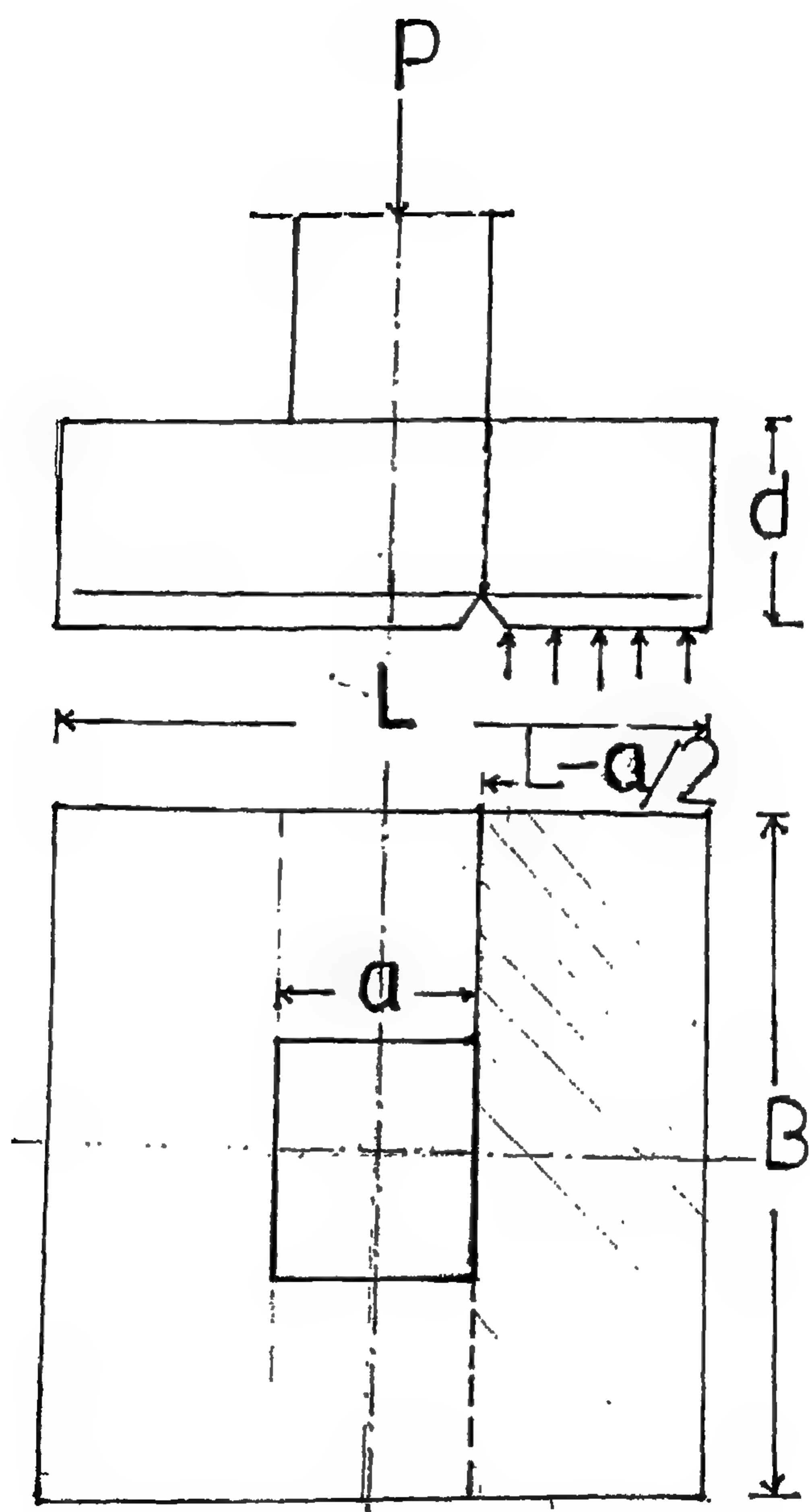
عزم الانحناء من عزم مساحة المستطيل المظلل حول المقطع الحرج (A)

لعزوم الانحناء، شكل (7 - 3).

$$\begin{aligned} M_{max} &= (\text{NUSP}) (A_{cs}) \left(\frac{B-a}{2} \right) \\ &= (\text{NUSP}) (A_{cs}) \left(\frac{C}{2} \right) \dots\dots\dots(9) \end{aligned}$$

Where:

$$C = B - a$$



شكل (7 - 3) يوضح القطاع الخارجة الحرج لإجهادات الانحناء

Critical Section For Bending

ويوضح شكل (7 - 4) نتيجة الأحمال P_T نجد أن العمود يحاول اختراق الأساس وذلك بسبب جهد القص Shear stresses حيث أنه يؤثر على الأساس عند محيط العمود ، بالإضافة إلى إجهادات الضغط التي يتعرض لها الأساس نتيجة الحمل على العمود، إذا حدث كسر في الأساس يكون على شكل هرم في الأساسات ذات المقطع المربعة والمستطيلة (وعلى شكل مخروط Cone في الأعمدة الدائرية) بزاوية مقدارها 45° لذلك نجد أن إجهادات القص تؤثر على بعد $\frac{d}{2}$ من أسطح العمود حول محيطه

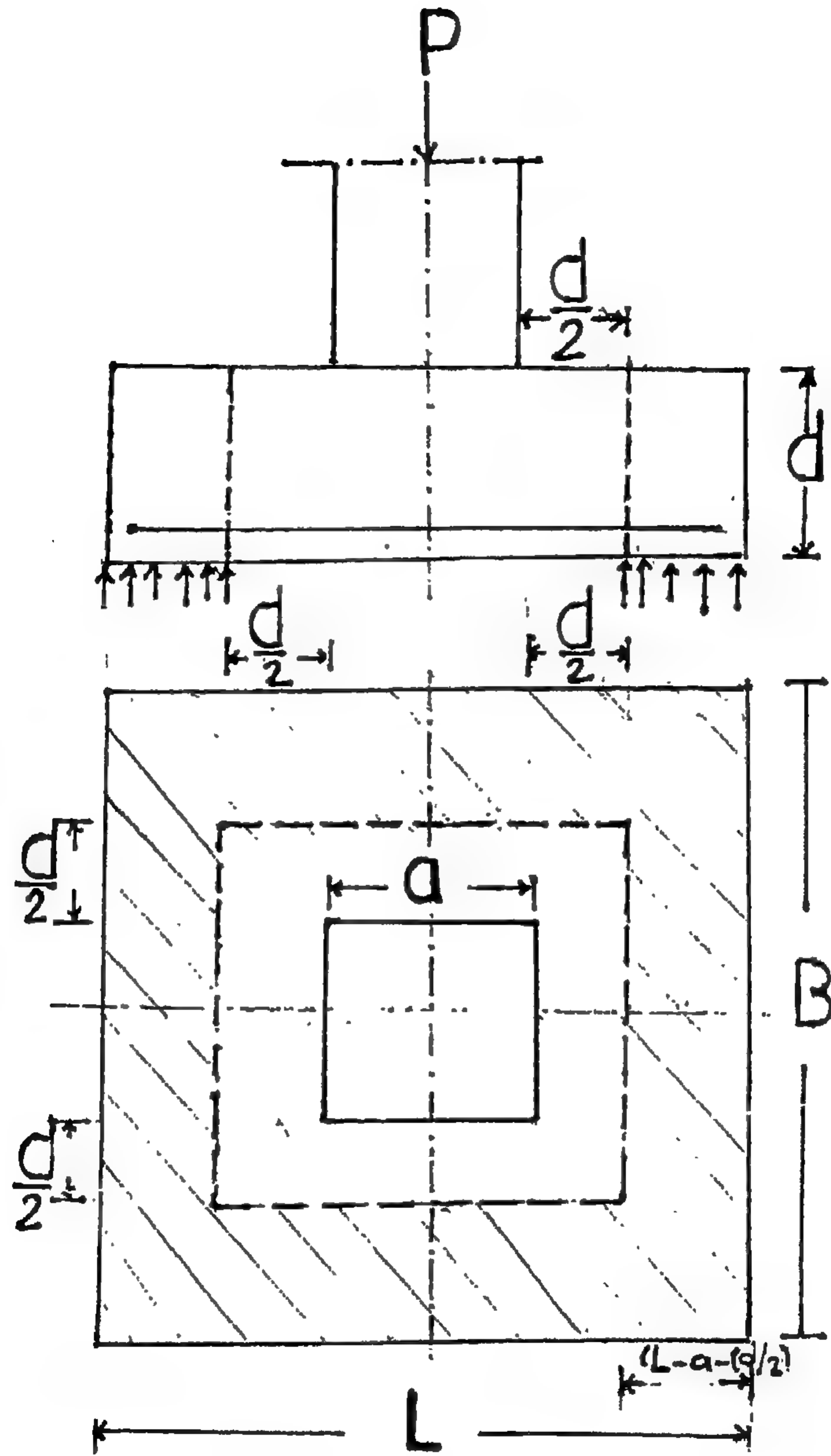
كما هو موضح بشكل (7 - 4) Critical Section for Punching Shear. وأيضا شكل (7 - 5) بوضح القطاع الحرج لإجهادات القص على بعد d من حافة العمود Critical Section for Shear. يعين عمق الأساس المقاوم للعزم الناتج:

$$d = K_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b'}} \dots\dots\dots (10)$$

حيث:

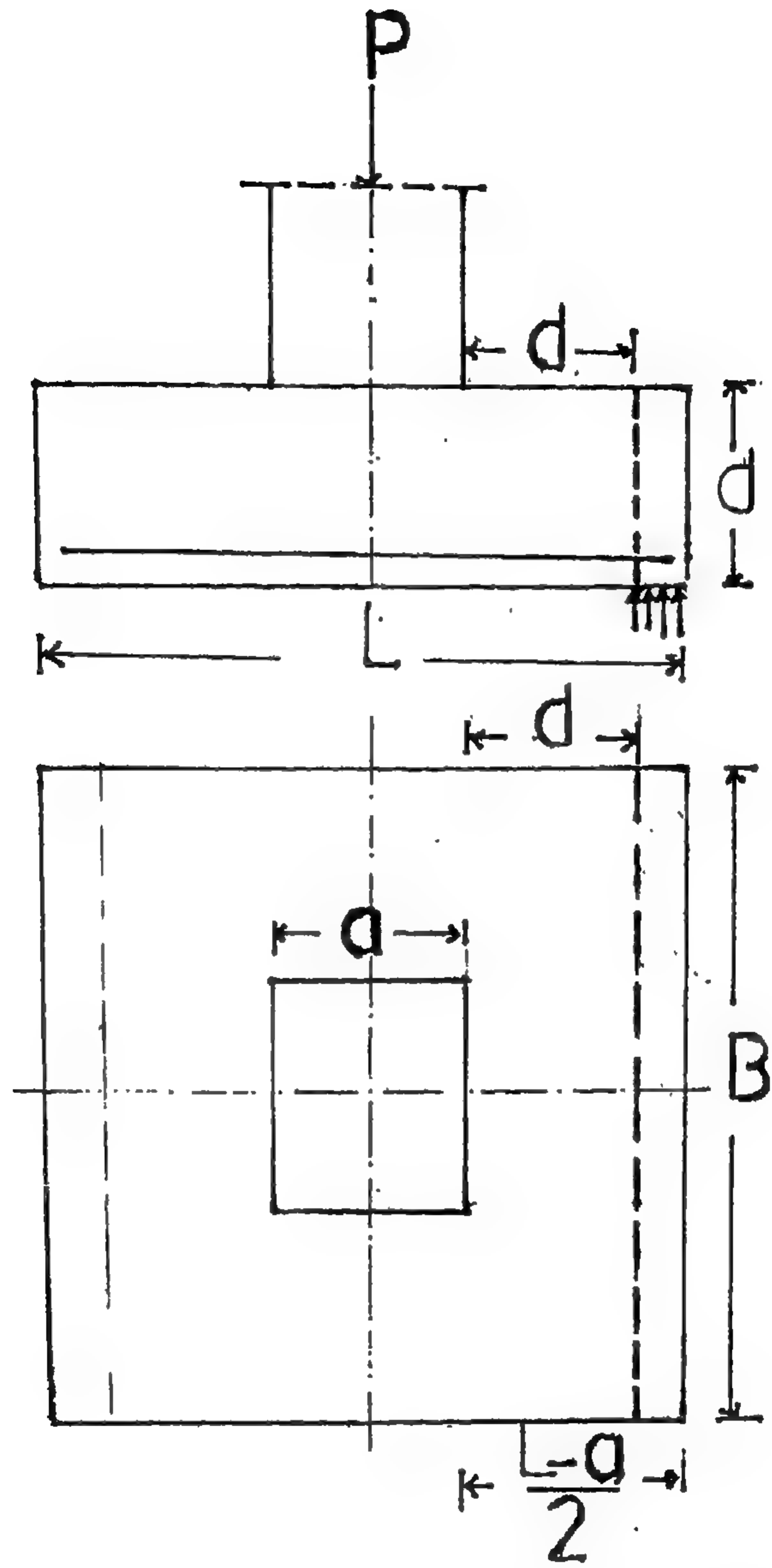
$$b' = \text{عرض الأساس} = B$$

التأكد من أن العمق المحسوب من العزم كاف لمقاومة قص الاختراق للعمود في الأساس واختبار العمق الأكبر من كل من العمق الناتج من عزوم الانحناء والعمق الناتج من القص.



شكل (4 - 7) يوضح القطاع الحرج لإجهادات اختراق قوى القص

Critical Section For Punching Shear



شكل (5 - 7) يوضح القطاع الحرج لإجهادات القص

Critical Section For Shear

$$q_p = \frac{Q_p}{d b_o} < q_p \text{ allowable} \dots\dots\dots (11)$$

b_o = length of perimeter of critical section for punching

طول محيط القطاع الحرج والقطاع الحرج يقع على بعد $\frac{d}{2}$ من أوجه العمود

Q_p = punching shearing force at critical sections, Kgs

$$Q_p = q_p [B^2 - (b + d)^2]$$

- تعيين كمية حديد التسليح اللازم لمقاومة كلا من عزوم الانحناء وقوى القص

$$A_s = \frac{M_{max}}{K_2 d} \dots\dots\dots (12)$$

- من المواصفات الفنية المصرية أن حديد التسليح المطلوب لا يقل عن النسبة الأدنى لحديد التسليح بألا تقل عن $\mu > 0.002$

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{Bd} > 0.002 \text{ safe} \dots\dots\dots (13)$$

ت حسب ارتفاع الأساس t حيث:

$$t = d + \text{cover} = d + 5:7 \text{ cm} \dots\dots\dots (14)$$

التأكد من أن اجهادات التماسك Check Bond stress في حدود المسموح به q_b :

$$Q_b = (NUSP) \times B \times C$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 d \sum \phi} \dots\dots\dots (15)$$

Where:

Q_b القوى المسببة للعزوم عند مقطع الحرج

$\sum \phi$ محيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الحرج للعزم

ملحوظة:

إن لم تكن اجهادات التماسك q_b فى حدود المسموح به يمكن

1- استخدام أقطار أقل لحديد التسليح.

2- زيادة عدد أسياخ حديد التسليح.

3- زيادة عمق الأساس.

4- استخدام حديد تسليح ذو نتوءات (مشرشر).

If L – shape reinforcements is used $q_b \geq 10 \text{ kg/cm}^2$

- التأكد من إن اجهادات القص (q_{sh}) Check shear stress فى حدود المسموح به أو يمكن زيادة العمق الأساسى.

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b_0 d} \geq q_b \text{ allowable} \dots \dots \dots (16)$$

حيث:

Q_{sh} قوى القص عند مقطع القص الحرج
 b_0 عرض مقطع القص الحرج

$$Q_{sh} = NUSP[B^2 - (b+2d)^2] \dots \dots \dots (17)$$

- التأكد من أن طول الرباط لأسياخ الحديد بين العمود والأساس Anchorage length d_d in cm يتبع العلاقة الآتية :

$$d_d = \frac{A_s f_s}{p q_b}$$

طول الرباط يجب ألا يقل عن $25 \times \phi$ حيث ϕ قطر أكبر حديد تسليح فى الأعمدة.

Example (1):

Design a square footing to support a column 40×40 cm reinforced by 8 ϕ 16 carries a load of 80 tons. The net allowable soil pressure is 1.25 kg/cm^2 use working stresses method.

$$\text{Take } f_c = 55 \text{ kg/cm}^2, \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Shearing stress, $q_{sh} = 6 \text{ kg/cm}^2$, punching stress $q_p = 8 \text{ kg/cm}^2$ and 20 complain concrete as indicated in figure (6 – 7).

Solution:**Required footing Area (A_{req})**

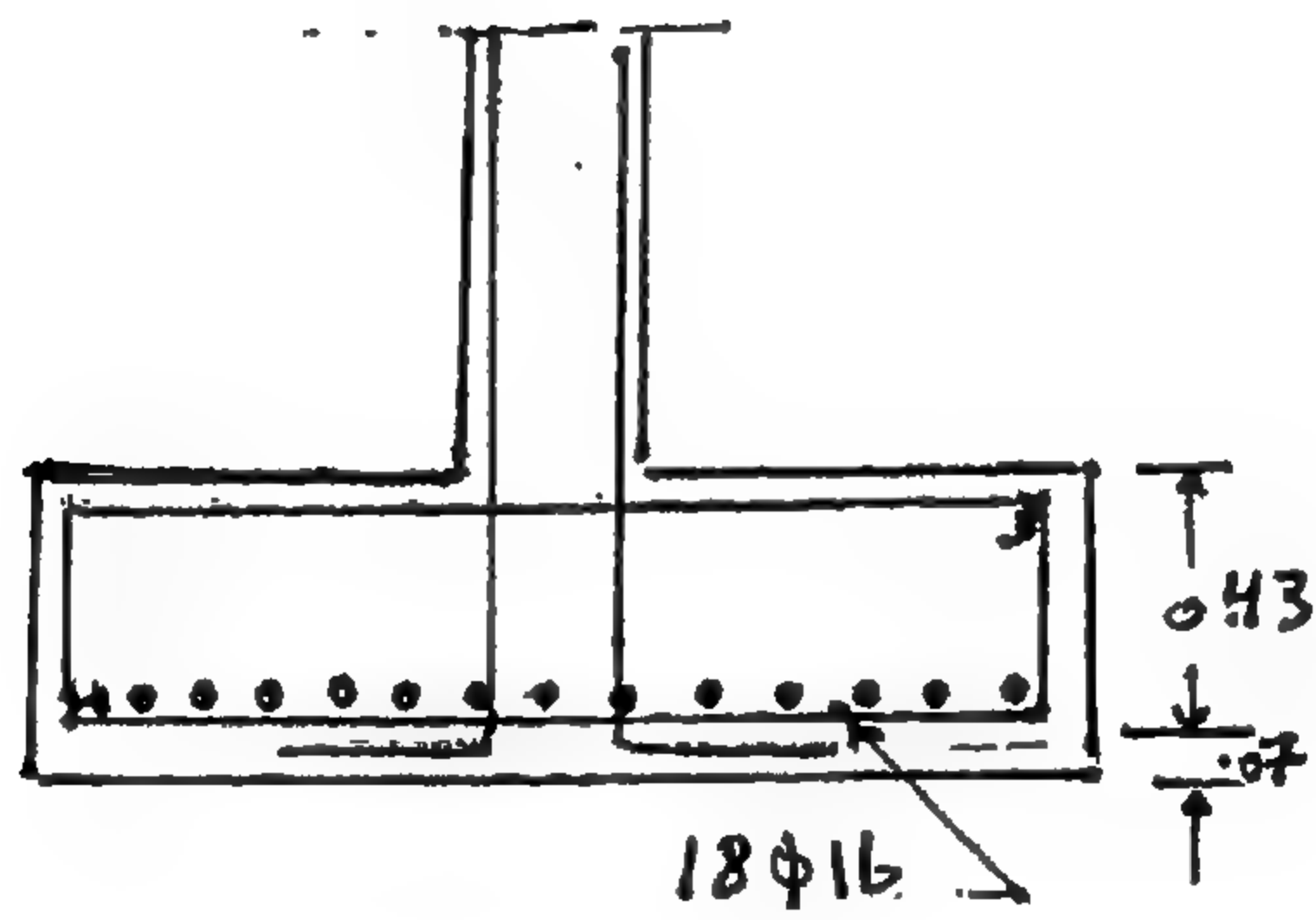
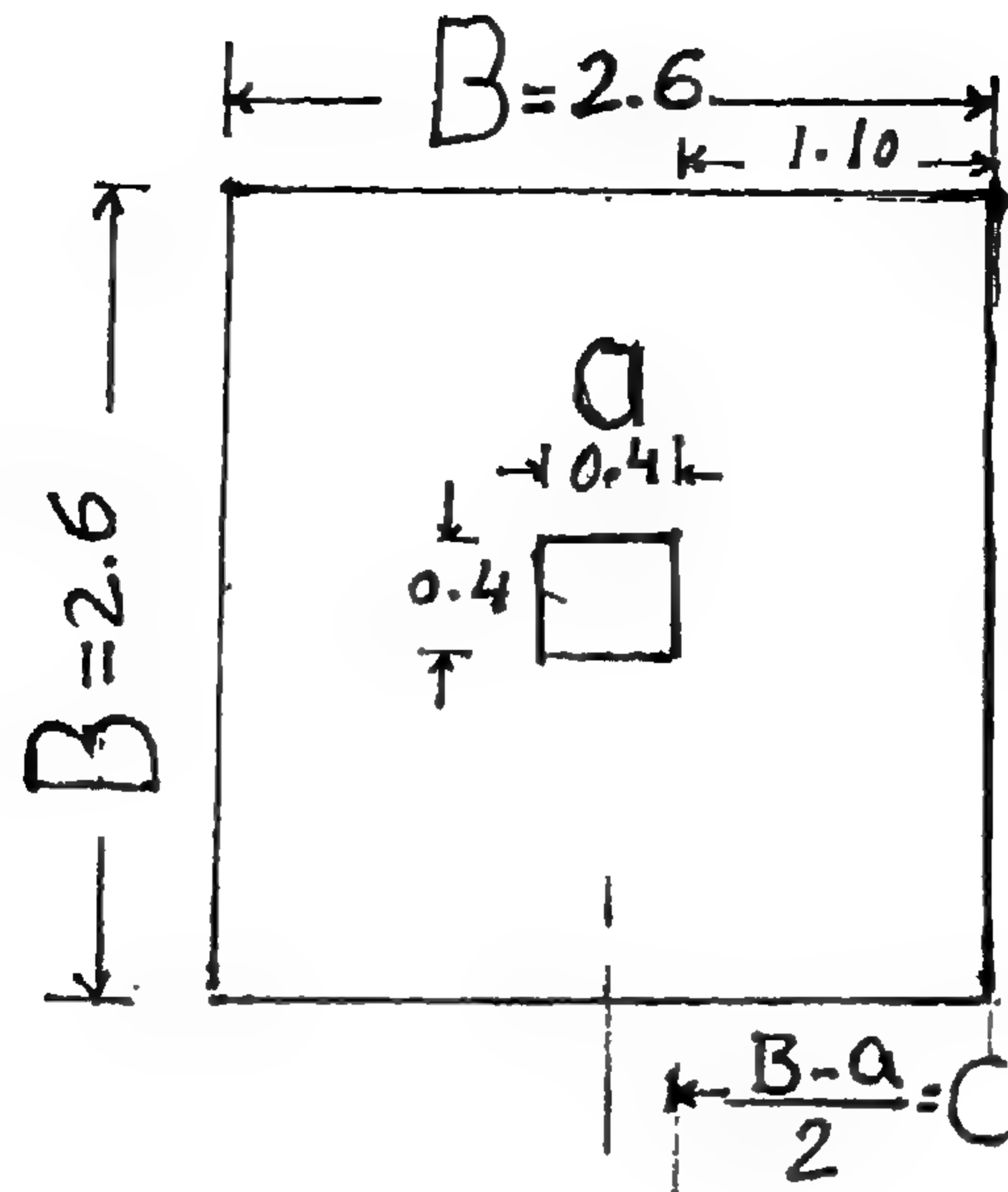
$$A_{req} = \frac{p_t}{q_a} = \frac{80 \times 1000}{1.25 \times 10^4} = 6.4 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{A_{req}} = \sqrt{6.4} = 2.53 \text{ m}$$

Take:

$$B = 2.6 \text{ m} = \text{footing dimensions (Width or length)}$$

$$\therefore \text{NUSP} = \frac{p_t}{A_{req}} = \frac{80}{(2.6)(2.6)} = 11.83 \text{ t/m}^2 < 12.5 \text{ t/m}^2$$



شكل (6 - 7) يوضح حديد التسليح في أساس خرساني مسلح بعمق 43 سم
وبأبعاد 260×260 سم

The Critical section for bending

$$C = \frac{B - a}{2} = \frac{2.6 - 0.4}{2}$$
$$= \frac{2.2}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Maximum bending moment at the column face

$$M_{\max} = (NUSP)(A_{cs})\left(\frac{C}{2}\right)$$
$$= (NUSP)\left(\frac{B - a}{2} \times B\right)\left(\frac{B - a}{2}\right)$$
$$= (NUSP)(B)\left(\frac{(B - a)^2}{2}\right) / 2$$
$$= (11.83)(2.6)\left(\frac{(1.1)^2}{2}\right)$$
$$= 18.6 \text{ m.t}$$

From table of coefficient, at

$$f_c = 55 \text{ kg/cm}^2, \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.334$$

Footing depth for controlling bending moment

American code (AIC)

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{B}} = 0.334 \sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{260}} = 28.2 \text{ cm}$$

Contentental codes

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max}}{b'}}$$

حيث:

$$b' = a + 20$$

$$= 0.334 \sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{40 + 20}} = 58.8 \text{ cm}$$

ياخذ قيم وسط بين العمقين للأساس

Take

$$t = 50 \text{ cm}$$

ارتفاع الأساس

And

$$d = 50 - \text{cover} = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

عمق الأساس

Reinforcement (Steel bars area), A_s

From table of coefficient, k_2 , at

$$f_c = 55 \text{ kg/cm}^2 , \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_2 = 1227$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{k_2 d} = \frac{18.6 \times 10^5}{1227 \times 43} = 35.3 \text{ cm}^2$$

Choose 18 ϕ 16 mm in each side ($A_s = 36.2 \text{ cm}^2$)

since the footing is square.

1- check minimum percentage of steel:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{Bd} = \frac{35.91}{260 \times 43} = 0.0032 > 0.002 \text{ safe}$$

2- check punshing stresses in footing, Q_p

$$Q_p = (NUSP) \left[B^2 - (a + d)^2 \right]$$

$$Q_p = 11.83 \left[(2.6)^2 - (0.4 + 0.43)^2 \right] = 71.821 \text{ t}$$

Check punching stresses

$$\begin{aligned} NUSP &= \frac{Q_b}{d b_0} = \frac{Q_b}{d \left(\frac{d}{2} + a + \frac{d}{2} \right)^4} \leq q_p \\ &= \frac{71.821 \times 10^3}{43 (40 + 43)^4} = 5.03 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ safe} \end{aligned}$$

3- Check bond stresses

$$\begin{aligned} Q_b &= (NUSP) \times B \times C \\ &= 11.83 \times 2.6 \times 1.1 = 33.83 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_b &= \frac{Q_b}{0.87 d \sum \phi} \\ &= \frac{33.83 \times 10^3}{0.87 \times 43 \times 185.03} = 9.99 \cong 10 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

4- Check Shear Stress

$$\begin{aligned} Q_{sh} &= NUSP \left[B^2 - (a + 2d)^2 \right] \\ &= 11.83 \left[(2.6)^2 - (0.4 + 2 \times 0.43)^2 \right] = 61.19 \text{ t} \end{aligned}$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{d b_0} = \frac{61.19 \times 10^3}{(43) \times 4 (40 + 2 \times 43)} = 2.82 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

GENERAL NOTES

Reinforced concrete foundations or *footings* are utilized to support columns and walls composed of a variety of materials, including concrete, steel, masonry and timber.

Spread footings are designed to distribute large loads over a large area of soil near the ground surface in order to reduce the intensity of the force per unit area so that the soil will safely support the structure.

Pile footings are designed to deliver large loads to individual piles. The piles transfer the forces to lower levels by means of *skin-friction* between the soil and the pile surface and *point-bearing* of the pile on a dense soil strata at its base.

Both spread footings and pile footings may be classified into sub-groups such as isolated footings, multiple column footings, wall footings and mat footings.

Isolated footings support the load of a single column. The foundation for a structure may be composed of many isolated footings and, in addition, other types of footings.

Multiple column footings support two or more columns, acting as a beam or slab resting on the soil or piles.

Wall footings usually support continuous concrete or masonry walls around the perimeter of a building. Interior partition walls may also rest on continuous wall footings.

A special application of wall footings exists for retaining walls

Raft footings may support many columns and walls, acting as a continuous slab to distribute the loads over a large area.

Special types of footings are also used for particular purposes. Cantilever footings may be utilized advantageously near property lines or other structures.

الباب الثامن (ملحق A)

THE REINFORCED CONCRETE AND TYPE OF REINFORCEMENT

الخرسانة المسلحة وأنواع حديد التسليح

أولاً : الخرسانة The Concrete

تعتبر الخرسانة أحد مواد البناء الأساسية والتي تدخل في بناء المنشآت الرئيسة من أسطبلات بقر حلاب وغنابر تربية دواجن البيض واللحم وساكناً للفلاحين والمهندسين ومخازن الحبوب والخضر والفاكهة وورش الجرارات والآلات الزراعية . . . الخ . وتعرف الخرسانة بأنها مخلوط من الرمل والزلط . . . ضافاً إليها الاسمنت والماء لينتج من هذا المخلوط عجينة سهلة التشكيل يمكن صبها في دوريات بواسطة العامل بحيث بعد فترة زمنية تتماسك وتصلب الخلطة (الشك) بحيث تقاوم العوامل الجوية والحرائق وتتحمل الضغوط العالية . وقد وجد أن نسبة خلط مكونات الخرسانة في جمهورية مصر العربية

زلط : ٤
رمل : ٢
أسمنت : ١

ومكونات الخرسانة ٣ زلط + ٤ رمل + ٣٥٠ كجم أسمنت بورتلاندي . وجدول (١-٢١) يوضح حساب مكونات الخلطة الخرسانية .

جدول (١-٢١) مكونات الخلطة الخرسانية

مكونات الخلطة	ماء	أسمنت	رمل	زلط
نسبة المكونات بالوزن	٠.٥٣	١	٢.٥	٣.٥
الوزن لكل شيكارة أسمنت (٥٠ كجم) بالكيلوجرامات	٢٦.٧	٥٠	١٢٥	١٧٥
الوزن النوعي	١	٣.١	٢.٦٥	٢.٦٥

وفي العادة يعبر عن وزن الاسمنت معبراً عنه بعدد الشكاير للمتر المكعب في الخرسانة بمعامل الاسمنت للخلطة الخرسانية وهي تعادل ٦٣٥ شيكارة لكل متر مكعب أي (٣١٧.٥ كجم أسمنت لكل متر مكعب خرساني)

مكونات الخلطة الخرسانية

تتكون الخلطة الخرسانية من الأسمنت ، الزلط ، الرمل ، الماء .

١ - الأسمنت :

يعتبر الأسمنت البورتلاندى أشهر أنواع الأسمنت وتركب من :

- ١ - ثلث سليكات الكالسيوم $O_3 S$
- ٢ - ثلثي سليكات الكالسيوم $O_2 S$
- ٣ - ثلث الرينيات الكالسيوم $O_3 A$
- ٤ - رابع الرينيات حديد الكالسيوم $O_4 AF$
- ٥ - كبريتات الكالسيوم
- ٦ - أكسيد المغنسيوم
- ٧ - بعض القلويات

العناصر رقم ٥ ، ٦ ، ٧ توجد بكميات بسيطة في تركيب الأسمنت أما المكونات رقم ١ ، ٢ ، ٣ ، ٤ فتوجد بنسبة ٢٠-٨٠% من الأسمنت والتي تتحد مع الماء لتعطي قوة وصلابة للمعينة الخرسانية .
يوجد ستة أنواع من الأسمنت البورتلاندى

النوع الأول : الأسمنت العادى Normal Portland Cement

وهو شائع الاستعمال في المباني والمنشآت الرفيعة .

النوع الثاني : الأسمنت المعدل Modified Portland Cement

وهو بطل " الشك " منتج كمية حراره منخفضة أثناء الخلط .

النوع الثالث : أسمنت سريع الشك High Early-Strength Cement

وهو أسمنت سريع الشك منتج عنه القوة والصلابة ويستخدم في المنشآت التي يتطلب الانتهاء منها بسرعة حيث انها تصل الى قوتها الكليه بعد ٧ أيام من صب الخرسانه .

النوع الرابع : اسمنت منخفض الحرارة Low Heat Portland Cement

يستخدم هذا النوع من الاسمنت في إقامة السدود حيث انه بطل " جدا للشك " منتج عنه كمية حراره منخفضة .

النوع الخامس : أسمنت مقاوم للكبريتات Sulfate-Resistance Portland Cement
هذا النوع مقاوم للمياه والمواد الكبريتية في الماء والمواد القلوية في التربة .

النوع السادس : أسمنت أبيض White Portland Cement
مستخدم في إنتاج خرسانة بيضاء اللون أو خرسانة ملونة إذا أضيف إليها الألوان .

ملاحظ أن الأسمنت يتغير كيميائيا إذا أضيف إليه الماء فيتحول أولا إلى عجينة ثم يتصلب وسمى (شكا) مع مرور الزمن ويصل إلى قوته النهائية بعد ٢٨ يوم ونتيجة للتفاعل الكيميائي تنبعث حراره منه لذلك يفضل رش البون أو الخرسانة بالماء لفترة طويلة حتى لا يحدث شروخ ولا تصام التفاعل الكيميائي ولزيادة قوة تماسكه ومقاومته للانضغاط وجدول (٢١-٢) يوضح مقاومه الانضغاط للأنواع المختلفه من الأسمنت البورتلاندى كنسبه مثليه من مقاومه الانضغاط للخرسانه ذات الأسمنت العادى .

جدول (٢١-٢) مقاومه الانضغاط كنسبه مثليه من مقاومه
الخرسانه ذات الأسمنت العادى .

نوع الأسمنت البورتلاندى	مقاومه الانضغاط كنسبه مثليه		
	٣ أيام	٢٨ يوم	٩٠ يوم
الأسمنت العادى	١٠٠	١٠٠	١٠٠
الأسمنت المعدل	٨٠	٨٥	١٠٠
أسمنت سريع الشك	١١٠	١٣٠	١١٥
أسمنت منخفض الحراره	٥٠	٦٥	٩٠
أسمنت مقاوم للكبريتات	٦٥	٦٥	٨٥

٢- الركام (الزلط والرمل) Aggregates

يتكون الركام من الركام الخشن Coarse Aggregates (الزلط) والركام الناعم Fine Aggregate (الرمل) حيث يمثل الركام بعينه عساه ٧٥% من الخرسانه . والركام المناسب يتكون من حبيبات نظيفه ، قيمه ، تقاوم التغيرات الكيماويه والطبيعيه مثل الشروخ والانتفاخ والطراوه . وفى الخلطة الخرسانيه يلزم ان يكون الركام متدرجا للحصول على خرسانه قويه وأقل ما يمكن من الساميه ، وقد جرى العرف ان طول الزلط يساه

أقل من ٦٥ ر. سم يعتبر زلط فينو ٥ وطول الزلطة أكبر من ٦٥ ر. سم يعتبر زلط عادي ٥
والركام المدبب يعطى قوة للخرسانة عند خلطها مع باقى مكوناتها ٥
يتم تدريج الركام عن طريق المناخل لفصل الاقطار المختلفة لمكونات الركام ٥ وترقم المناخل بأرقام
ترمز لعدد الفتحات في البوجه المربعه مثلاً :
منخل رقم ٢٥ معنى ذلك ان البوجه المربعه بها ٢٥ فتحه
منخل رقم ١٠٠ معنى ذلك ان البوجه المربعه بها ١٠٠ فتحه
وقد يعرف المنخل بأبعاده الفتحه مثلاً منخل ١ × ١ بوجه يعنى ان فتحات المنخل عبارة عن
مربع أبعاده ١ × ١ بوجه ٥
ومناخل الرمل تبدأ بأرقام ١٥٠ ، ٢٠٠ ، ٣٠٠
ومناخل الزلط تبدأ بأرقام أقل من ١٠٠ ٥ وقد وجد أحسن نسب للخلط كلا الركام الناعم
والركام الخشن ١ : ٢ ٥ يمكن استبدال الزلط بكسر أحجار Crushed Stone والمنتشر
الاستخدام فى الطرق وبعض الاساسات ٥ ويوضح شكل (٢١-١) خلطه خرسانيه تحتوى على
أحجام مختلفه من الركام حيث تمسلاً الركام صغير الحجم الفراغات بين الركام كبير الحجم ٥

٣- المضافات للخرسانه Admixtures

وهى إضافات توضع على الخرسانه لتعطى بعض الخصائص التى تساعد فى تنفيذ المشروعات
بالطرق المطلوبه ٥ ووجدول (٢١-٢) يوضح المضافات للخرسانه وخصائصها ٥

نوع المضاف	تكويناته	استعماله الرئيسى
١- مضاف يسرع لشك الخرسانه	كلوريد الكالسيوم	للاسراع فى شك الخرسانه
٢- مضاف لدخول الهواء للخرسانه	شمع على - زيت شمع	ليقاوم البروده الشديده فى الجو عند صب الخرسانه
٣- مضاف لتلوين الخرسانه	أكاسيد كيميائيه	للتحكم فى اللون المطلوب للخرسانه
٤- مضاف لسهوله تشغيل الخرسانه	بدرة السيلكا والكالسيوم	ليساعد على تشغيل وتشكيل الخرسانه
٥- مضاف لتقليل مدة الشك فى الخرسانه	النشا - السكر والاحماض	يقلل من مدة الشك فى الجو الحار
٦- مضاف لمقاومه المياه	مكونات الاستيريات	يقلل من امتصاص الخرسانه لمياه المطر وخلافه

يتوقف قوة الخرسانة أساساً على نسبة الماء إلى الاسمنت فكلما زادت نسبة الماء إلى الاسمنت كلما قلت قوة الخرسانة أي أن التناسب عكس ، أي أن زيادة الماء تقل من مقاومة الخرسانة والعكس صحيح لذلك يجب الاحتراز عند إضافة الماء بكمية أكبر من الموصى عليه في جدول (١-٢١) ومفضل أن تكون نسبة الماء إلى الاسمنت ٠٤٥ - ٠٥٥ وشكل (٢-٢١) يوضح العلاقة بين نسبة الماء إلى الاسمنت بالوزن ومقاومة الخرسانة للانضغاط بعد يوم ٧ أيام ، ٢ شهر ، سنة كاملة لمكعبات خرسانية (١٠ سم) .

ومن هنا يتضح أن الخرسانة الجيدة تتوقف على نسب مكونات الخرسانة من أسمنت ورمل وزلط وما ، بحيث أن نسب المكونات تكون سهلة في خلطها ونقلها وصبها وتسويتها ولا يحدث انفصال للعجين وتكون مقاومه لقوى القص وتكون متساوية . شكل (٢-٢١) يوضح ثلاث أنواع من الخلطات الخرسانية .

أ) الخلطة تحتوي على كمية كبيرة من الرمل Too Sandy وكمية قليلة من الزلط - سهلة التشغيل ولكنها غير اقتصادية ورما يحدث بها شروخ .

ب) خلطة خرسانية سهلة التشغيل تحتوي على المكونات (رمل - زلط - اسمنت - ماء) الموصى بها - جميع الفراغات من الزلط تملأ العجينة بالأسمنت والرمل .

ج) خلطة خرسانية تحتوي على نسبة كبيرة من الزلط Too Stony ونسبة قليلة من الرمل صعبة التشغيل وتحتوي على نسب فراغات كبيرة .

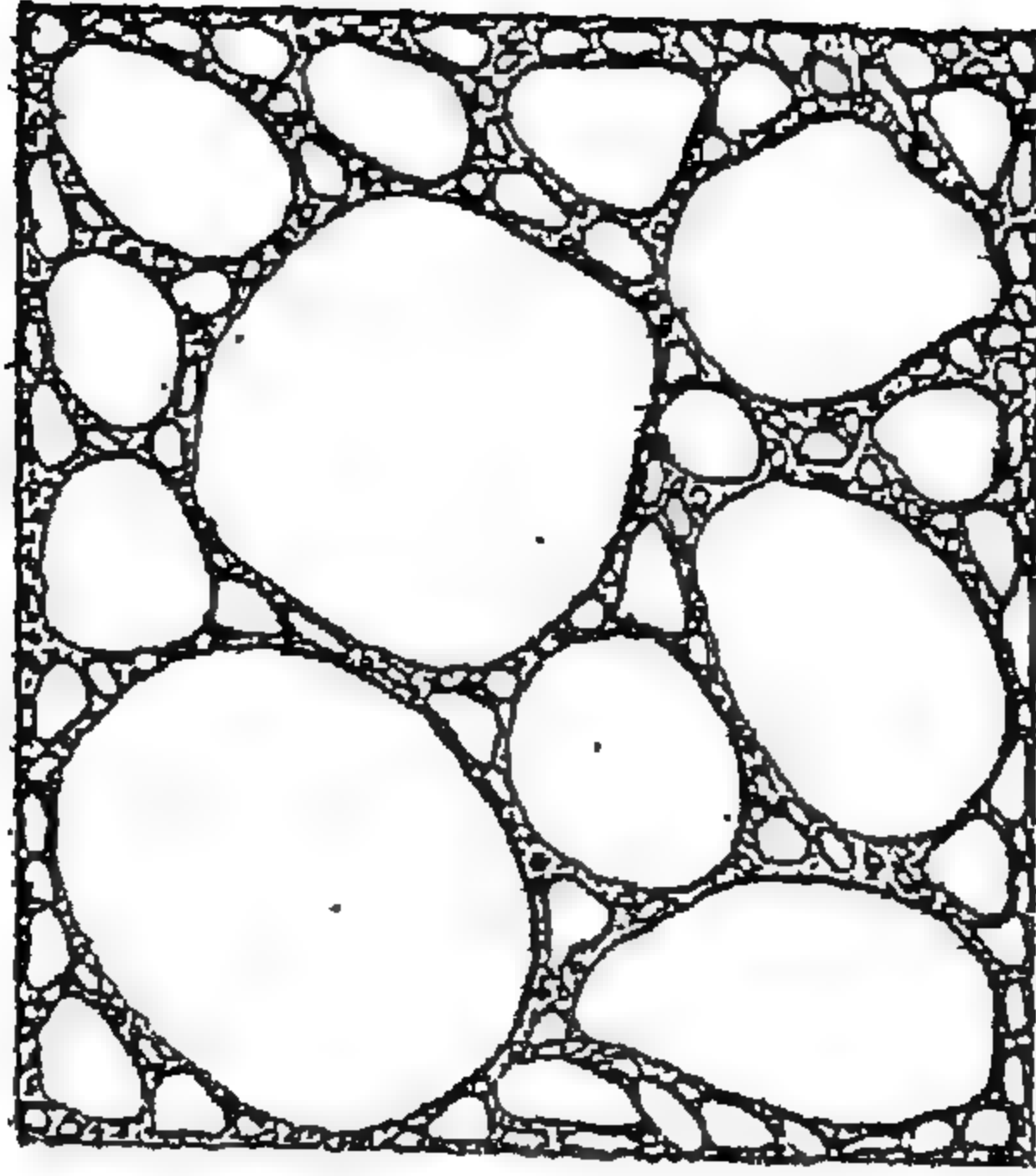
طرق قياس قوة الخرسانة

تقاس قوة الخرسانة ودرجته شاسكها وسهولة تشغيلها بطريقتين عالميتين .

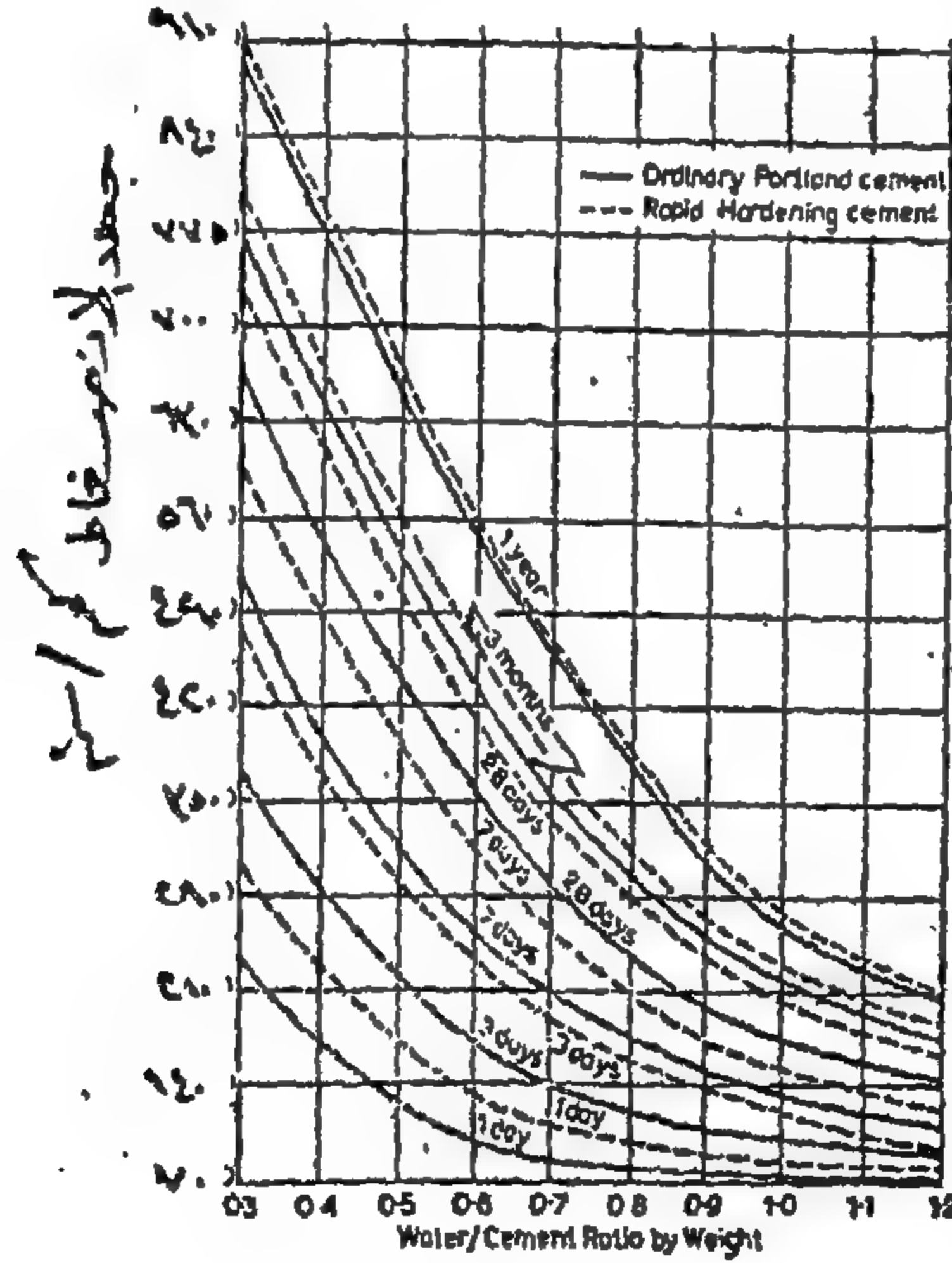
Slump Method

١ - طريقة هبوط الخرسانة

يمكن تطبيق هذه الطريقة بموقع الانشاء لمعرفة تكمينات الخرسانة حيث تأخذ عينة من الخلطة وتوضع في مخروط مفتوح من أعلى وأسفل بارتفاع (٣٠ سم) وقطر (١٠ سم) في الفتحة العلوية ، ٢٠ سم بالفتحة السفلية وتوضع على الأرض مملأ بالخرسانة ، وضغط على الخرسانة للتأكد من كبسها ثم يرفع المخروط وتقاس مسافة الهبوط في الخرسانة - هبوط الخرسانة بمقدار ٥ - ١٠ سم يعتبر الخلطة الخرسانية جيدة لجميع الانشاءات الخاصة بالزراعة .



شكل (١٠-٢١) خليط خرسانة يحتوي على توزيع حديد لاجرام تحتلته سلك



شكل (٢٠-٢١) العلاقة بين نسبة الماء إلى الإسمنت بالوزن ومقاومة الخرسانة للانضغاط
نسبة الماء / الإسمنت بالوزن

تستعمل طريقة الاسطوانة لمعرفة قوة الضغط التي تتحملها الخرسانة لذلك تأخذ عينات من الخلطة وتوضع باسطوانات لها أبعاد (الطول ٢٠ سم وقطر ١٥ سم) ثم تكبس ويجرى عليها تجارب قياس مقاومة الخرسانة للكسر والتشقق أو تحملها للضغط وذلك بعد تركها ٢٨ يوم كقياس زمني عالي .

مقاومة الخرسانة

Strength of Concrete

قد يحدث اجهادات في الخرسانة بسبب تمددها Rupture نتيجة الأحوال الزائدة أو نتيجة اجهادات الشد وخاصة في الكمرات الخرسانية (الانهمار في التماسك Cohesion) أو نتيجة اجهادات القص (الانزلاق Shear) أو اجهادات الضغط (التشقق Crushing) . لذلك ينبغي ان الخرسانة تتحمل جهود ضغط ولا تتحمل جهود قص أو جهود شد . فالخرسانة لها مقاومة عالية في الانضغاط . وسوف تدرس باختصار مقاومة الخرسانة لقوى الضغط ، ومقاومة الخرسانة لقوى الشد .

١ - مقاومة الخرسانة لقوى الضغط :

Compressive Strength of Concrete

تصمم المنشآت الخرسانية الريفية على أساس مفهوم ان الخرسانة لا تستطيع مقاومة قوى الشد ولكنها تستطيع مقاومة قوى الضغط لذلك تعبر أغلب المواصفات العالمية اجهادات التصميم المسموح بها في الخرسانة كنسبة مئوية من مقاومتها للانضغاط - وقد أخذت مقاومة الانضغاط للخرسانة عند مرور ٢٨ يوم من تاريخ صبها ، وقد وجد ان مقاومة الانضغاط للخرسانة ذات الأمتت العادية بعد مرور ٢٨ يوم حوالي ٨٠ كجم / سم^٢ ، ومقاومة الانضغاط للخرسانة بعد مرور ٢ أيام يعادل ٤٥ ر. من مقاومة الانضغاط للخرسانة بعد مرور ٢٨ يوم ، أي ان

$$f_{c\ 28} = 180 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_{c\ 3} = 0.45 \cdot f_{c\ 28}$$

$$f_{c\ 7} = 0.70 \cdot f_{c\ 28}$$

$$f_{c\ 90} = 1.15 \cdot f_{c\ 28}$$

أما الخرسانة المصنعة من اسمنت سريع الشك ران مقاومة الخرسانة للانضغاط بعد مرور ٣ ، ٤ ، ٦ أيام تقدر ٢١١ كجم / سم^٢ ، ٢٨٣ كجم / سم^٢ على التوالي . ويلزم في التصميمات

الانشائية الخرسانية ان يأخذ في الاعتبار معامل الأمان Factor of Safety بحيث أن يأخذ مقاومة الخرسانة للانضغاط ما بين ٥٠-٦٥ كجم/سم^٢ حسب نوع عنصر الإنشائية (سقف ، بلاطات الأساسات الكمرات) ويمكن تعريف معامل الأمان بأن النسبة بين إجهادات الخضوع للخرسانة الى إجهادات تشغيل الخرسانة أي أن :

$$\text{Factor of Safety} = \frac{\text{Yield Stress}}{\text{Allowable Stress}}$$

٢- مقاومة الخرسانة لقوى الشد

Tensile Strength of Concrete

الخرسانة لا تتحمل قوى الشد حيث يحدث شروخ نتيجة عدم تماسك الخرسانة وقد تتشقق الخرسانة نتيجة انكماشها أو تمددها تحت تأثير تغير درجات الحرارة ، وقد وجد معامل انكماش الخرسانة يتراوح بين ٠.٠٠٢٦-٠.٠١٢٦ رس / سم^٥ ومعامل تمدد الخرسانة يتراوح بين ٠.٠٠٠٠٢٢-٠.٠٠٠١٠٨ رس / سم^٥ ،

وتتراوح مقاومة الخرسانة للشد ما بين ٧-١١% ومتوسط ١٠% من مقاومة الخرسانة للانضغاط ، وملاحظ ان أقصى قيمة لمقاومة الخرسانة للشد ٤٢ كجم/سم^٢ وإجهادات الشد المسموح به للخرسانة تعادل ٣ر من مقاومة الخرسانة للانضغاط بعد مرور ٢٨ يوم .

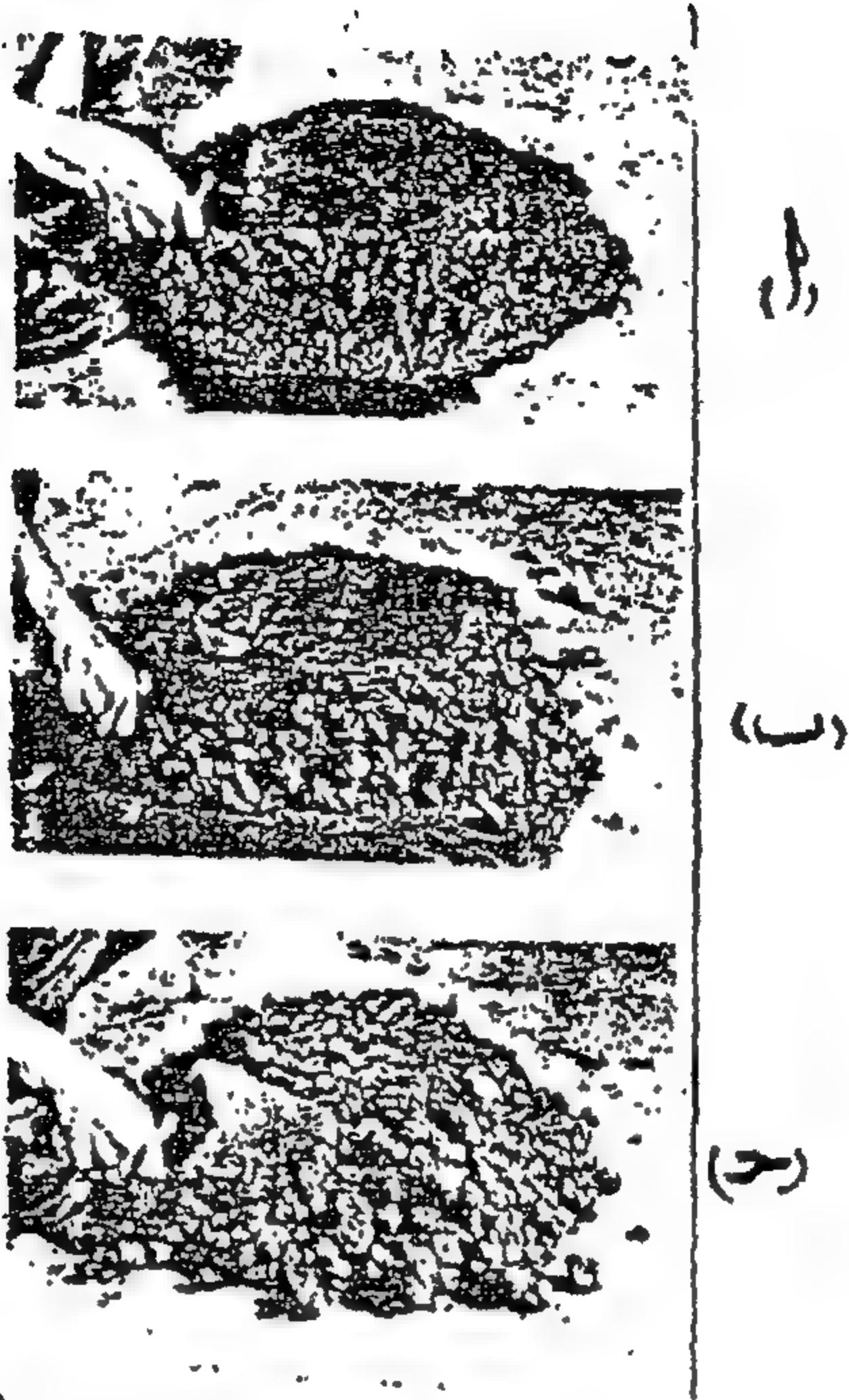
ثانيا : أسياخ حديد التسليح

Reinforcing Steels

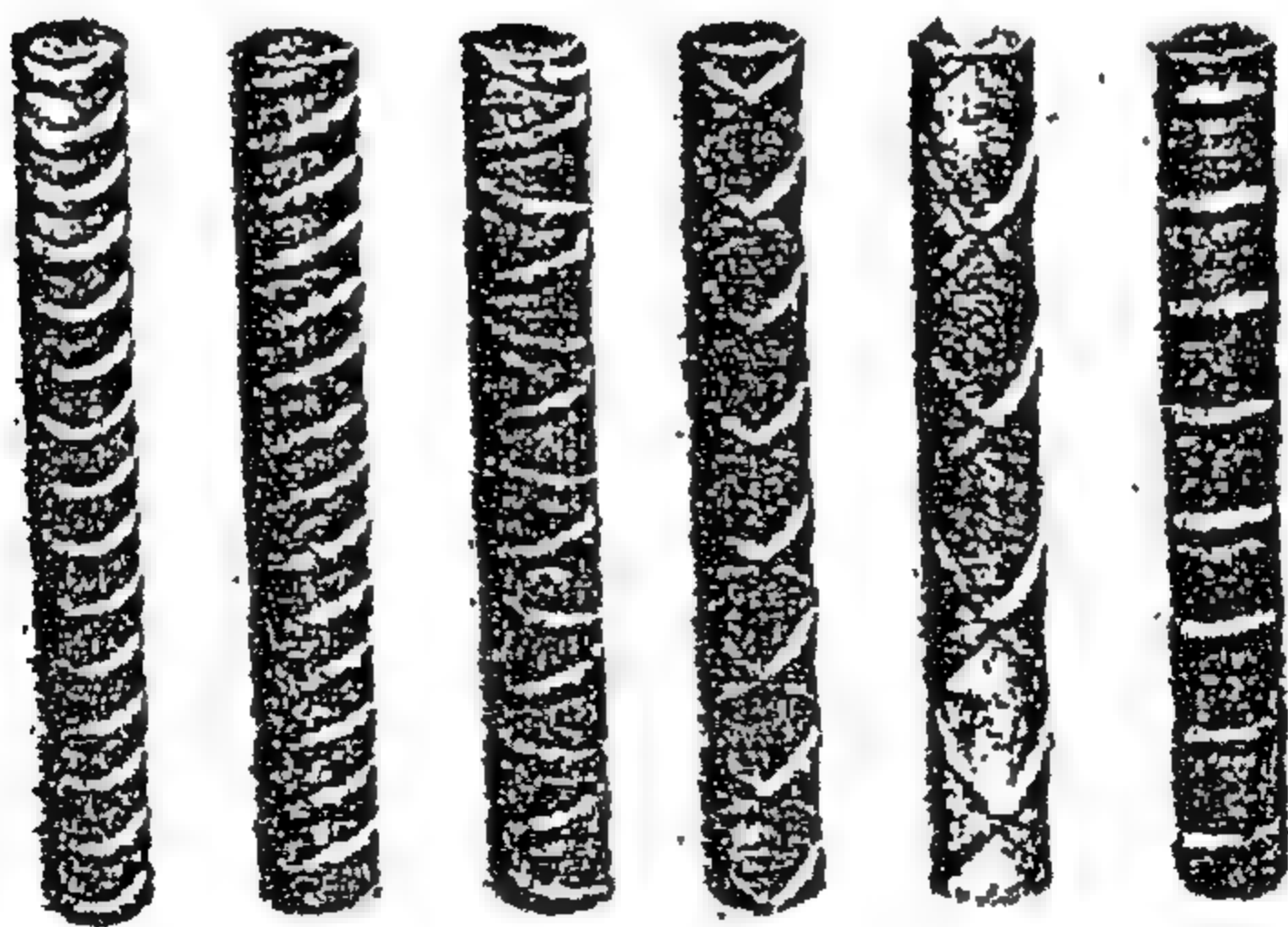
حديد التسليح له خاصية تحمل الاجهادات الناتجة من كلا قوى الضغط وقوى الشد ، وهذا يعني ان اجهادات الخضوع لحديد التسليح تعادل ١٠ مرات مقاومه الخرسانه العاديه للضغط وحوالى ١٠٠ مره مقاومه الخرسانه العاديه للشد وبالتالى نجد ان حديد التسليح يمثل ماده مكلفه فى المباني الزراعيه ولكن استخدام حديد التسليح والخرسانه معا له اهميه كبيره فى مقاومه اجهادات الشد بواسطه حديد التسليح واجهادات الضغط بواسطه الخرسانه أسياخ حديد التسليح فى الكمرات الخرسانيه المسلحه دائما يوضع فى منطقه الشد لمقاومه قوى الشد المؤثره على الكمرات ، وأيضا قد يضاف أسياخ حديد التسليح لمقاومه اجهادات الشد المائله والناتجه من قوى القص Shear Force فى Webs of Beams .

وقد يوضع حديد التسليح فى الكمرات الخرسانيه فى منطقه الضغط وذلك لتقليل مساحة المقطع ومعتمد قوه الانشاء الخرسانى المسلح فى المباني الرقيقه على درجه التصاق Adhesion حديد التسليح بالخرسانه بحيث يتولد جهد ترابط كبير بين المادتين وبالتالى يمنع تحرك أسياخ حديد التسليح فى الخرسانه ، وكذلك يفضل ان تكون أسياخ حديد التسليح بها بروزات لزياده معامل الاحتكاك بين الخرسانه وحديد التسليح وأيضا زياده معامل التحميل . ومن المعلوم ان أغلب المواصفات العالميه تحدد اجهادات الترابط Bond Stresses كنسبه من مقاومه الانضغاط للخرسانه وتتوقف على نوع الاسمنت ، ونسبه الماء الى الاسمنت ، والاضافات فى الخرسانه وتنحصر قيمه اجهادات التجميل بين ٣ر٠ مضره فى جهد مقاومه الخرسانه للانضغاط ١٠ مضره فى جهد مقاومه الخرسانه للانضغاط بعد مرور ٢٨ يوم .

أسياخ حديد التسليح من الحديد الصلب الطرى تحتوى على نسبته كربون ٢٥ر٠٪ - ٠٠ر٠٪ بحيث ان تمدد حديد التسليح يساوى تقريبا تمدد الخرسانه حتى لا يتم انفصال الحديد والخرسانه وقد وجد ان معامل التمدد الحرارى The Thermal Expansion Coefficient لحديد التسليح ٠٠٠٠٠٠٦٥ ر والخرسانه ٠٠٠٠٠٠٥٥ ر . مقاومه حديد التسليح للتآكل Corrosion Resistance ضعيفه ولكن نظرا لأن حديد التسليح محاط بالخرسانه (مقاومه للتآكل) يعطى حمايه قويه وقلل من تآكل حديد التسليح . شكل (١٦-١) يوضح أنواع مختلفه من سرودات أسياخ حديد التسليح .



شکل (۱۱-۳) ثلاثة أنواع من الخلطات الخرسانية
وتتوقف على نسبة مكوناتها



شکل (۱۱-۲) أنواع مختلفة من دعامات أسبغ حديد تسليح

أقطار أسياخ حديد التسليح

أسياخ حديد التسليح المنتشرة في مصر ذو القطع الدائري وفي مدى واسع من الأقطار .
(٦ مم الى ٢٨ مم) وجدول (٤٢١) يوضح أقطار أسياخ حديد التسليح في النظام المصري
والوزن لكل متر طول ومساحة المقطع .

جدول (٤٢١) قطر ومساحة مقطع أسياخ حديد التسليح

قطر السيخ سم	الوزن متر طول كجم/متر	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠
٦	٢٢٢	٢٨	٥٧	٥٨	١١٣	١٤١	١٧٠	١٩٨	٢٢٦	٢٥٤	٢٨٣
٨	٣٩٤	٥٠	١٠١	١٥١	٢٠١	٢٥١	٣٠٢	٣٥٢	٤٠٢	٤٥٢	٥٠٣
١٠	٦١٦	٧٩	١٥٧	٢٣٦	٣١٤	٣٩٣	٤٧١	٥٥٠	٦٢٨	٧٠٧	٧٨٥
١٣	١٠٤٠	١٣٢	٢٦٥	٣٩٨	٥٣١	٦٦٤	٧٩٦	٩٢٩	١٠٦٢	١١٩٥	١٣٢٧
١٦	١٥٨٠	٢٠١	٤٠٢	٦٠٣	٨٠٤	١٠٠٥	١٢٠٦	١٤٠٧	١٦٠٨	١٨١٠	٢٠١١
١٩	٢٢٣٠	٢٨٤	٥٦٧	٨٥١	١١٣٤	١٤١٨	١٧٠١	١٩٨٥	٢٢٦٨	٢٥٥٢	٢٨٣٥
٢٢	٢٩٩٠	٣٨٠	٧٦٠	١١٤٠	١٥٢١	١٩٠١	٢٢٨١	٢٦٦١	٣٠٤١	٣٤٢١	٣٨٠١
٢٥	٣٨٥٠	٤٩١	٩٨٢	١٤٧٣	١٩٦٣	٢٤٥٤	٢٩٤٥	٣٤٣٦	٣٩٢٧	٤٤١٨	٤٩٠٩
٢٨	٤٨٥٠	٦١٦	١٢٣٢	١٨٤٧	٢٤٦٣	٣٠٧١	٣٦٩٥	٤٣١٠	٤٩٢٥	٥٥٤٢	٦١٥٨
٣٢	٦٣٠٠	٨٠٤	١٦٠٨	٢٤١٣	٣٢١٧	٤٠٢١	٤٨٢٥	٥٦٣٠	٦٤٣٤	٧٢٣٨	٨٠٤٢
٣٨	٨٩٠٠	١١٣٤	٢٢٦٨	٣٤٠٢	٤٥٣٦	٥٦٧١	٦٨٠٥	٧٩٣٩	٩٠٧٣	١٠٢٠٧	١١٣٤١

أقطار أسياخ حديد التسليح التي تشمل غالباً في فرش البلاطات المسلحة للأقف ٨ ، ١٠ ، ١٢ سم ، وفي الكمرات والميد المسلحة ١٠ ، ١٢ ، ١٦ ، ١٩ سم أما الكانات الرابطة
لأسياخ حديد التسليح الطولية فبأقطار ٦ ، ٨ ، ١٠ سم . أقطار أسياخ حديد التسليح
المنعملة في الأعمدة المسلحة ١٢ ، ١٦ ، ١٩ سم .

وقد يعرف أسياخ حديد التسليح تجارياً برقم يدل على جهد الكسر Ultimate Strength مثلاً
حديد التسليح ٢٧ يعني ان الجهد المسموح به للكسر ٢٧ كجم / سم^٢ أي ٢٧٠٠ كجم/سم^٢ .

طريقه تشكيل اسياخ حديد التسليح

١ - سبيج عدل :

ويقصد به اسياخ الكمر سواء كانت اسياخ علويه او سفليه .

٢ - سبيج مكسح :

يستعمل في الكمرات والميد السلحه في الاجزاء المعرضه لقوى القص $SEBAR$ وتكسح الاسياخ في الكمرات السلحه والميد عند $\frac{1}{4}$ البحر وعند $\frac{1}{4}$ البحر المجاور (اذا كان هناك بحر مجاور) ويكون التكسح على زاويه 45° درجه اذا كان سقوط الكمره لغايه 10 سم واذا زاد عن ذلك يكسح على زاويه 50° درجه .

٣ - تركيب الاسياخ :

ويقصد بتركيب الاسياخ هو تركيب الاسياخ للفرش .

٤ - الفرش والغطاء :

عند تسليح البلاطات السلحه للأسقف يعمل فرش وغطاء وتكون بالاقطار والاطوال المطلوبه ويكون الفرش دائما في اتجاه البحر الضيق ثم يليه من أعلى ويكون عموديا عليه الغطاء ويكون في اتجاه البحر الطويل وترتبط الاسياخ للفرش مع اسياخ الغطاء بالسلك .

اجهادات حديد التسليح المسموح به في الانشاءات

Allowable Reinforced Steel Streesses

لتحديد أنظار اسياخ حديد التسليح المستخدم في الأعمده والاقف والاساسات والكمرات والميد يجب أولا تحديد نقطه الخضوع $Yield Point$ وكذلك معامل المرونة $Modulus of elasticity$ في الغالب معامل المرونة لجميع أنواع حديد التسليح ثابتة وفيبتها 2100 طن/سم² . ويختلف جهد الخضوع لحديد التسليح باختلاف نسبة الكربون في تلمين الحديد ، وفي الغالب يحدد جهد الأمان لحديد التسليح العادي ما بين $1200-1400$ كجم/سم² وجهد الأمان لحديد التسليح ذات الاجهاد العالي $Higher-Strength Carbon Steels$ بالقياس 1800 كجم/سم² في تصميمات المنشآت الزراعيه ، وملاحظ ان جهد المصريح به للتصميم في مصر أقل من جهد الخضوع

Yield Stress بمعامل آمان من ١.٥ - ٢.٠ ويوضح شكل (١١-٥) العلاقة بين الاجهادات والانفعالات لأنواع مختلفه من حديد التسليح في المدى ١٠ كب/بوصه^٢ - ٩٠ كب/بوصه^٢ اجهادات الخضوع Yield Stresses. وأيضا شكل (١١-٦) يوضح العلاقة بين اجهادات الخرسانه وقدر الاستطاله لوحده الأطوال (الانفعالات) لأنواع مختلفه من الخرسانات .

ثالثا : الخرسانه المسلحه

The Reinforced Concrete

تعرف الخرسانه المسلحه بأحتوائها على أسياخ حديد التسليح لقاربه كلا جهودي الشد والضغط ويوجد نوعين من الخرسانه المسلحه بخلاف الخرسانه المسلحه العاديه المستعمله في المنشآت .

١ - خرسانه سابقه التجهيز

Precast Concrete

وفيها يوضع الحديد مشدود في الفورمه المعد لصب الخرسانه ثم يصب الخرسانه عليها . فمن فوائد ها أن تتحمل قوة الشد أكثر من الخرسانه المسلحه العاديه كما أنها مكن صب الخرسانه وعملها خارج الموقع ثم ترفع للموقع . كذلك تكون اقتصاديه في حاله ما اذا كان بحر السقف كبير فهي تقلل من كمية الحديد الموضوع وكذلك من حجم الخرسانه وسكها والطرق المتبعه في هذه النوع كالآتي :

١ - وحدات توضع في السقف الخرساني Freecast Floor and Roof Systems

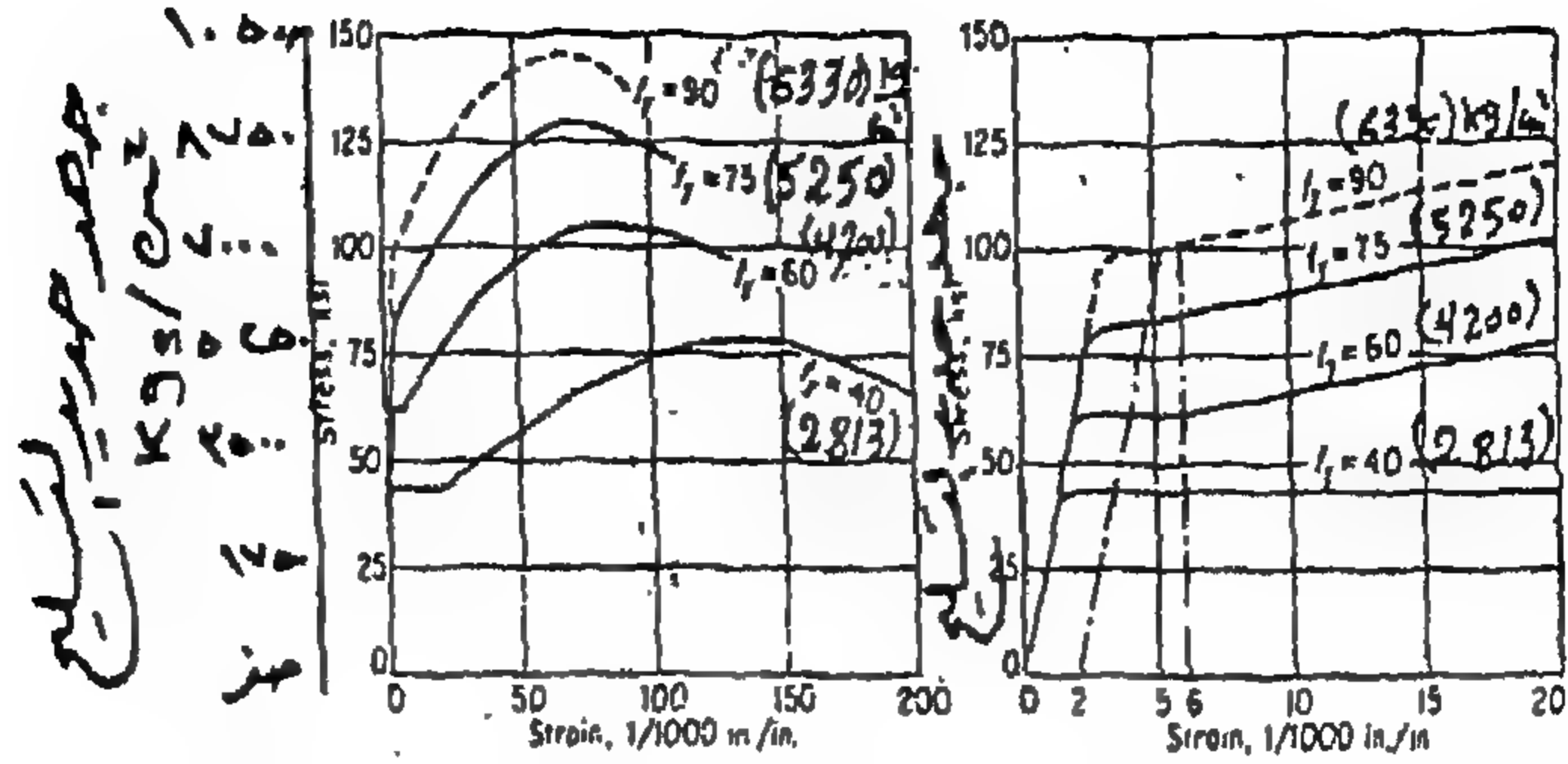
٢ - صب الخرسانه على الأرض ثم تسيله ليكون حائط Telt-Up Construction

٣ - وضع خراسانه الارض والسقف فوق بعض مع عل فاصل بينهما لعدم لصقها ثم رفعها لتكوين البنى نفسه .

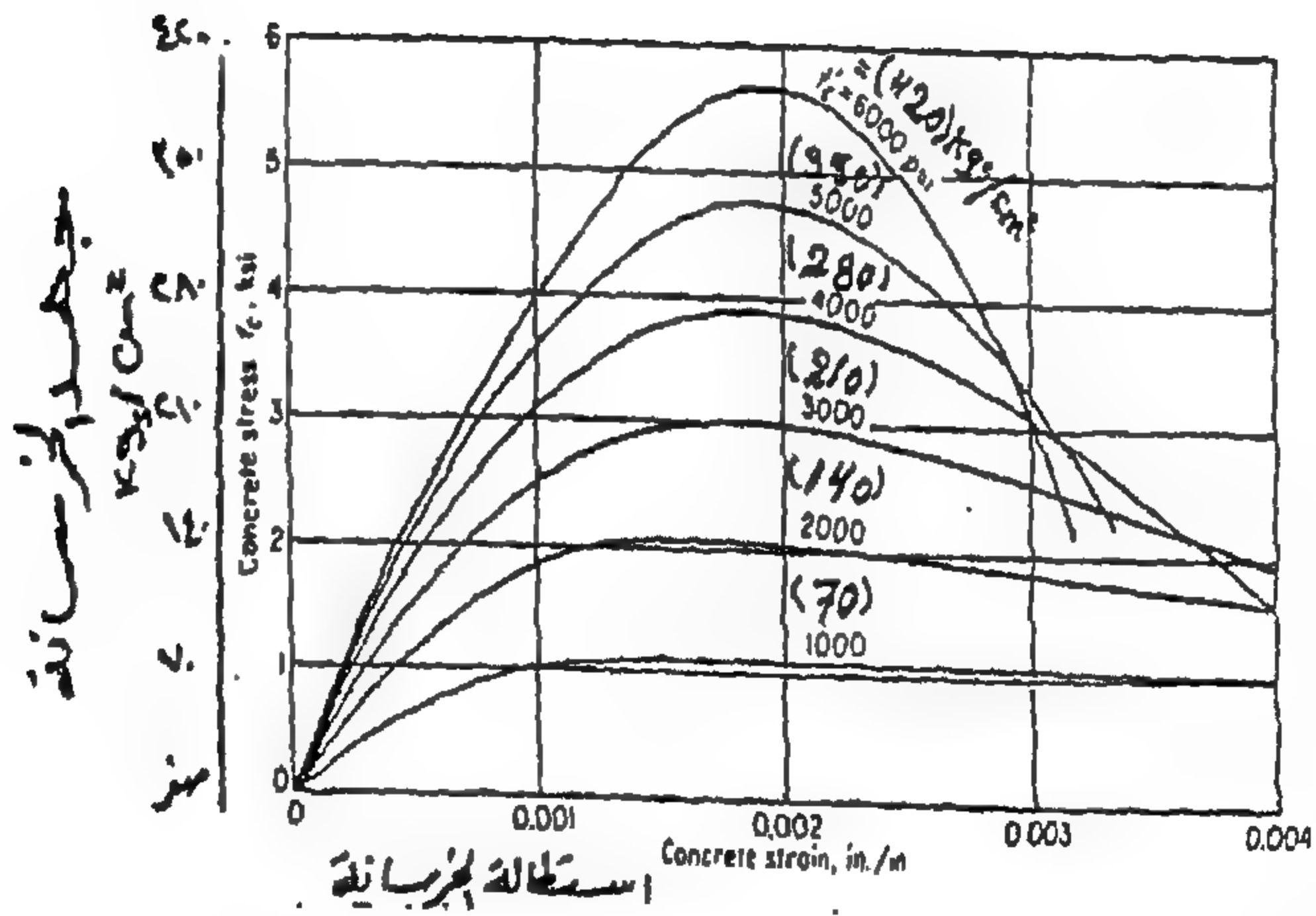
٢ - خرسانه بعد التجهيز

Prestressed Concrete

وهي شد الحديد بعد صب الخرسانه بواسطة أحبال من الحديد وهذه الطريقه متبعه لتخفيض نسبة الحديد في الخرسانه المسلحه وكذلك قطاع الخرسانه مكن يقل وتتمعمل هذه الطريقه كذلك في البحور الكبيره في المباني وتحمل الاعمال الثقيله . والطرق المتبعه في عمل هذه الخرسانه كالآتي :



شكل (١٠-٥) العلاقة بين إجهادات وإنتقالات لأنواع مختلفة من حديد التسليح



شكل (١١-٦) العلاقة بين إجهادات الخرسانة ومقدار استطالة لوحده الإجمالي

١ - شد الحديد بعد صب الخرسانه وترك الحديد بعدما الخرسانه تأخذ قوتها والحديد

في هذا الوضع يأخذ وضع الضغط دائما Pre-Tensioning

٢ - توضع الواسير أو مجارى داخل الخرسانه ويدخل الحديد بها بعد صب الخرسانه وبعد

ما تأخذ قوتها ثم يدخل الحديد داخل الواسير ويشد ويثبت في نهايه الخرسانه والحديد

يكون في وضع الشد دائما في هذه الحاله Post-Tensioning

مواد البناء الأخرى OTHER BUILDING MATERIALS

تعتبر مواد البناء أحد العناصر الأساسية في المنشآت الرفيعة والتي تؤثر على تكاليف البناء
وقد صنف مواد البناء إلى :

١ - مواد بناء معدنية Metallic Materials

وتنقسم إلى معادن حديدية مثل الحديد المطاوع والصلب وحديد الزهر ومعاون غير حديدية
مثل النحاس والنيكل والالومنيوم والرصاص والفولاذ.

٢ - مواد بناء غير معدنية Nonmetallic Material

وتنقسم إلى مواد بناء مثل الأحجار والركام (رمل وزلط) والأسمنت والجير والجبس والاختاب
والطوب وكذلك مواد أخرى مثل المطاط والفلين والبلاستيك .

وقد انتشرت المباني المشيدة من الطوب الأحمر والخرسانة المسلحة في الريف المصري في الآونة
الآخيرة وخاصة في مناطق الدلتا وكذلك استخدمت الأحجار والخرسانة المسلحة في منطقة غرب
الاسكندرية حيث تنتشر المحاجر أما في المدن الكبيرة وبعد الفاء استخدام الطوب الأحمر في
المباني انتشار استخدام الطوب الأسمنتي في المنشآت بجانب الخرسانة المسلحة وكذلك انتشرت المباني
المستخدمة فيها المواد المعدنية لزيادة مقاومتها المحسوسة إذا قورنت بمواد البناء الأخرى وبالتالي
إمكانية زيادة ارتفاع المباني واستغلال الأرض في التوسع الرأسى .

وعند اختيار مادة البناء يجب التأكد من توافرها في منطقة البناء وكذلك مقاومتها للتآكل
وقدرتها على مقاومة الحرائق وأيضا معرفه خواصها الميكانيكية وكذلك تأثير القوى على تلك المواد
من حيث الاجهادات Stresses ، التشكيل Deformation ، الانفعال Strains
المرونة Elasticity ، اللدونة Plasticity ، المطوية Ductility ، منحنى
الاجهاد والانفعال Stress-strain diagram ، معايير المرونة Modulus of
Elasticity ، الصلابة Stiffness ، نسبة بوسون Poisson's Ratio ، المقاومة
Strength ، الزحف Creep ، الرجوعية Resilience ، المتانة
Toughness ، الصلادة Hardness ، المطوية Malleability .

المواد العازلة للماء والرطوبة

(١) المواد العازلة

ان الباني تحتاج الى عزلها من المؤثرات الطبيعية فهناك عدة طرق مختلفة مستعملة لهذا الغرض فمنها ما يختص بعزل الباني عن رطوبة الأرض ومنها ما يختص بعزلها عن مياه الأمطار ، وما يختص بعزل داخل البني من الحرارة الخارجية من حرارة الصيف الشديد وبرد الشتاء انقارس ومنها ما يختص بمنع مرور الأصوات وصدى داخل القاعات ويكتفى ان اوضح في هذا الكتاب المواد العازلة للماء والرطوبة .

ويتحتم في المواد العازلة للماء والرطوبة ان تستوفي الشروط الآتية :

- ١ - يجب ان تكون مانعا مائة لمرو المياه .
- ٢ - يجب ان لا تشقق او تتفتت من جراء احمال او هبوط في جزء من الباني بل يجب ان تظل لينة او مرنة مع مرور الزمن .
- ٣ - يجب ان يكون الاسفلت المستعمل من اجود صنف ويورد على هيئة اقراص لاستعماله في اى غرض وتكون مركبة من مسحوق الحجر الجيري والبنتونين النقي بنسبة ١٢ : ١٧ %
- ٤ - يجب ان يكون البيتوم اللزج او السائل المستعمل خاليا من الزفت او القطران .
- ٥ - الخيش المشبع والمكسوب بالبيتوم يجب ان يكون من اجود صنف بحيث يكون مغمورا بحلول البيتوم بشكل يجعله مرنا ومانعا لمرو المياه تماما .
- ٦ - قبل عس الدهان بالبيتونين الحار للحوائط الساندة للردم وغيرها يجب حك الحوائط بالفرشة السلك قبل الدهان وبلى العرامير جيدا بالبيتونين .

٧ - يجب مراعاة عند ملئ فواصل التمدد بالاسطح ان توضع فوق الباني بعرض ١٠ سم قطعاً من الشبك او الصفيح او الرصاص او اى مادة مناسبة اخرى حسب الرسومات اسفل المادة العازلة وذلك قبل وضع الالواح العازلة لتجنبها من السقوط عند حدوث اى اهتزاز او تمدد بالباني .

أنواع المواد العازلة للماء والرطوبة : Damp proof

أولاً : مواد عازلة على هيئة مسحوق بودرة مثل البتلو والسلفرسيت والدنمول .

ثانياً : مواد عازلة على هيئة سوائيل او عجينة مثل البلفرسيت والسبكا (سبليكات الصوديوم وهى تضاف الى البياض) والتيكوزال والدريكون (Drikon) وحللول البوتاسيم النقي - وعلى هيئة عجينة من الاسفلت .

ثالثاً : لفات من الخيش المقطرن - من نوع فولكانايت (Vulcanite) اودافتيو Daftsioy لفات اللباد المقطرن - الشمع - ورق مقطرن - اسفلتريد / ٣ - بلفوكس / ٣ - فرايمد الاسبستس - اسدية مخصصة مسجلة بمركات ريكسوليت Rexolite روبرويد Ruberoid الالواح تيماست Ten Test اوشيلوكس Celotex اوانسلورد Insulwood - الالواح الرصاص - معجون البلتوكس (المركب من الببتامين + البياض الاسبستس) - الالواح الوردواز وقد يعمل منه بنقائات قوالمسب الصوب لاستخدامه كمادة عازلة انفية او حتى بهذه القوالب خلف السطح الخارجى للحوائط لاستخدامه كمادة عازلة رأسية . والريكزلايت وهو افضل الانواع العازلة للباني عن الرطوبة ويستعمل انقيا واسيا . وايضا الكالندرايت واساسة القار (الزفت) ويوضع على الحرارة مثل الاسفلت وهو من وينع الماء والرطوبة تماما واقل سبك منه ٣ سم ويستعمل رأسيا وانقيا .

Area of Steel Bars Used in Egypt

φ	Weight	Area of cross section in cm ²											
mm	Kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.222	0.283	0.565	0.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39
8	0.395	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03
10	0.617	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
13	1.042	1.33	2.65	3.98	5.31	6.64	7.96	9.29	10.26	11.95	13.27	14.60	15.93
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13
19	2.226	2.84	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	28.35	31.19	34.02
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.1	113.4	124.8	136.1

مكونات الانبعاثات الخرسانية وإجهادات الكسر
خلط وصب ميكانيكي واستعمال هزازات ($W/C = 50$)

م	إجهاد الكسر بعد ٢٨ يوم كجم / سم ^٢		إجهاد الكسر بعد ٧ أيام كجم / سم ^٢		نسبة مكونات الخلطة بالحجم								نسبة مكونات الخلطة بالوزن (كجم)								كمية الإسمنت في المتر المكعب	
	مياه لتر	زلط م ^٢	رمل م ^٢	أسمنت	بها (رلنت)	زلط	رمل	أسمنت														
١	١٢٥ - ١٠٠	٩٠ - ٨٠	١٠٠ لتر	٠,٧٣	٠,٣٦٥	١٠٠	١٢٠٠	٦٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	١						
٢	١٧٥ - ١٥٠	١٢٠ - ١٠٠	١٢٤ لتر	٠,٧٨٨	٠,٣١٥	١٢٥	١٢٥٠	٦٢٥	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢						
٣	٢٠٠ - ٢٥٠	٢٠٠ - ١٨٠	١٥٠ لتر	٠,٧٩٠	٠,٤٧٠	١٥٠	١٢٠٠	٧٧٥	١٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٣						
٤	٢٥٠ - ٣٠٠	٢٥٠ - ٢٠٠	١٧٥ لتر	٠,٧٩٠	٠,٤٢٠	١٧٥٠	١٢٠٠	٩١٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٢٥٠	٤						
٥	٤٠٠ - ٣٥٠	٢٠٠ - ٢٥٠	٢٠٠ لتر	٠,٧٩٠	٠,٤١٠	٢٠٠	١٢٠٠	٦٨٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٥						

جدول (٥-١) إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

أنواع الاجهادات							المصطلحات	اجهادات التشغيل وفقا لأنواع الخرسانة حسب مقاومتها المميزة للمكعب القياسي بعد ٢٨ يوما كجم/سم ^٢
٢٠٠	٢٧٥	٢٥٠	٢٢٥	٢٠٠	١٧٥	١٥٠	F_{cu}	مقاومة الخرسانة المميزة
٧٠	٦٥	٦٠	٥٥	٥٠	٤٥	٤٠	F_{co}	الضغط المحوري
١٠٥	١٠٠	٩٥	٩٠	٨٠	٧٠	٦٥	F_c	الانحناء أو للضغط كبير اللامركز
								القصر أو لللي لمقاومة الخرسانة للقصر
٩	٩	٩	٨	٨	٧	٧	q_c	بدون تسليح في البلاطات والقواعد
٧	٧	٧	٦	٦	٥	٥	q_c	بدون تسليح في الأعمدة
٢١	٢٠	١٩	١٨	١٧	١٥	١٥	q_2	وجود تسليح جذعي في جميع الأضلاع القصر واللي معا
١٠	٩	٩	٨	٨	٧	٧	q_{cp}	القصر الثاقب
								الصلب
١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٢٠٠	f_c	١- صلب طري ٣٥/٢٤
١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠		٢- صلب ٤٥/٢٨
٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	-		٣- صلب ٥٢/٣٦
٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	-		٤- صلب ٦٠/٤٠
								٥- شبيك ملحوم ٥٢/٤٥
١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	-		ألمس
٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	-		نو التتواتر أو نو العضات

◆ هذه الاجهادات في حالة الكمرات والبلاطات التي تخانتها تزييد عن ٢٠ سم

وتنقص الاجهادات المسحج بها تبعا لسمك البلاطات عن القيم المعطاة بمقدار ١٠ ، ٥

١٥ ، ٢٠ كجم/سم^٢ على التوالي للبلاطات ذات سمك ٨، ١٠، ١٢، ٢٠ سم.

1. Load Distribution According to U.A.R

R	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08

2. Load Distribution According to Marcus

R	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	.396	.473	.543	.606	.660	.706	.746	.778	.806	.830	.849
β	.396	.323	.262	.212	.172	.140	.113	.093	.077	.036	.053

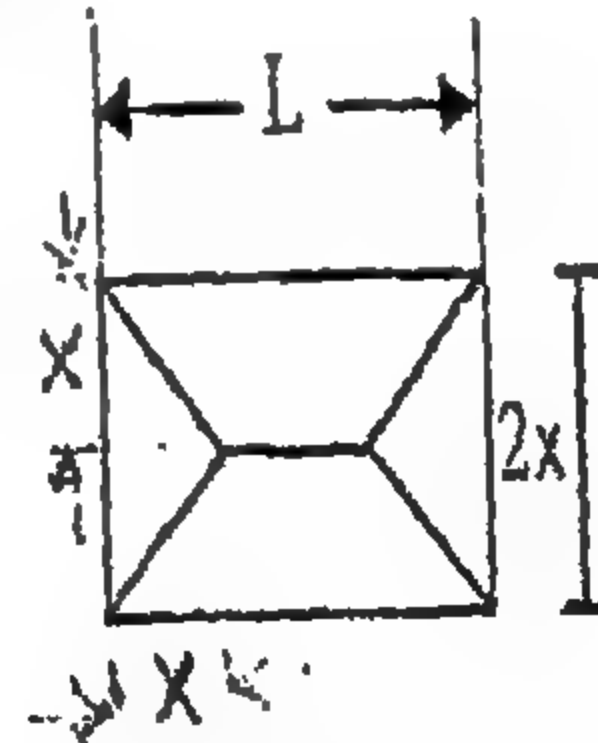
3. Load Distribution According to Grashoff :

R	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	.500	.595	.672	.742	.797	.834	.867	.893	.914	.928	.941
β	.500	.405	.328	.258	.203	.166	.131	.107	.086	.072	.059

$$r = \frac{m.b}{m.a}; \text{ Where } m = 0.87 \text{ for continuity at one end of the slab}$$

$$0.76 \text{ for continuity at both ends of the slab}$$

VIII.2. EQUIVALENT LOAD FOR DESIGN OF BEAMS



1. From two way Slabs:

R	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	.667	.725	.769	.803	.829	.852	.870	.885	.897	.908	.917
β	.500	.545	.583	.615	.643	.667	.688	.706	.722	.737	.750

الباب الثامن (ملحق B)

تصنيف وأنواع الأحمال والركائز والاتزان الاستاتيكي للمنشآت

Classification of Loads

تصنيف الأحمال

أحد المهام الرئيسية والصعبة على مهندس الإنشاءات أنه يحدد الأحمال التي تؤثر على الإنشاء ويجب على المصمم أنه يحسب أكبر حمل ممكن أن يتعرض له الإنشاء فمثلا في تصميم كوبرى يجب أن يأخذ الأحمال على أساس أثقل مركبة تسير عليه وكذلك أقصى سرعة للرياح فى نفس الوقت. ويمكن تقسيم الأحمال إلى:

1- أحمال ميتة Dead load

وهذه أحمال لها قيمة ثابتة ولا تتحرك وتتكون من وزن الإنشاء نفسه بما فيه من أعمدة column وكمرات Beams وحوائط Walls و سقف Slap... الخ. وجد انه من المهم فى التصنيف دخول الأحمال الميتة فى حسابات الاجهادات وعليه يمكن إعادة الحسابات مرة ثانية حيث أن أوزان الإنشاء لم تكن محددة عند التصميم. وتوجد جداول لتحديد أوزان كل نوع من الأحمال.

2- أحمال حية Live loads

هى أحمال تَغير وضعها على الإنشاء ويمكن ان تتغير فى قيمتها magnitude مثل المركبات - الناس أو الضغوط الناتجة من الرياح أو ضغط المياه أو التربة على الحوائط الساندة أو دوران أجزاء معينة من الإنشاء أو يحدث أجهادات حرارية نتيجة زيادة درجات الحرارة فى بعض الأحيان قد تسمى الأحمال الحية بالأحمال المتحركة Moving loads مثل snow والعفش.....الخ.

يلاحظ فى المناطق الباردة يضاف نوع جديد من الأحمال يسمى Snow and Ice loads.

3- أحمال مفاجئة Impact loads

وهى الأحمال التى تنشأ من اهتزازات المنشأ نتيجة للأحمال الحية المفاجئة حيث يحدث أجهادات عالية جدا فى فترات زمنية قليلة وهذا يحدث مثلا عند مرور قطار على كوبرى.

4- الأحمال الجانبية lateral loads

وهى تتمثل فى الرياح والزلزال من حيث ضغط الرياح wind pressure وهذا النوع مهم جدا بأخذه فى الاعتبار عند تصميم مبنى عالى - ونجد أن الرياح تشكل ضغط على أحد الجوانب Vertical Windward surfaces وكذلك خلخلة على الجانب المقابل.

وتوجد علاقة تحدد ضغط الرياح على الأسطح كالاتى:

$$p_n = P \frac{2 \sin \alpha}{1 + \sin^2 \alpha}$$

Where:

p_n = pressure normal to the surface

P = pressure if surface was vertical

α = Angle between wind and roof surface

أيضا توجد معادلة لحساب الضغط الديناميكي dynamic pressure كدالة
لأكبر سرعة هواء في المنطقة

$$p = 0.002558 V^2$$

ويمكن حساب الحمل الناتج من تأثير الرياح

$$p = 0.005 V^2$$

Where:

P = is the Velocity pressure, Kg/m^2 , normal to the surface

V = is the air speed Km/hr at air density of $1.24 Kg/m^3$

أنواع الأحمال

Types of Loads

يمكن تقسيم الأحمال إلى الأنواع الآتية كما هو موضح بشكل (8 - 1):

1- أحمال مركزة فى نقطة Concentrated loads

يعرف بأنه الحمل الذى يؤثر فى نقطة معينة وفى اتجاه معلوم.

2- أحمال موزعة Distributed loads

وهى الأحمال التى لا يركز تأثيرها عند نقطة معينة بل إلى مساحة كبيرة من الإنشاء ويمكن تقسيمها إلى:

أ- حمل موزع توزيعاً منتظماً Uniform loads

حيث أن كثافة الحمل واحد على خط الإنشاء

ب- حمل غير موزع بانتظام Non-uniform loads

حيث أن كثافة الحمل ليست واحدة على خط الإنشاء

ولكن من المحتمل أنها توزع بانتظام لتحقيق علاقة هندسية بحيث يكون التغير فى الكثافة الحمل خاضعاً لعلاقة خطية من الدرجة الأولى
Linear Distribution.

أو مثلاً علاقة تحددها معادلة قطع مكافئ من الدرجة الثانية أو أكثر
ويسمى توزيعاً مكافئاً Parabolic Distribution.

أو مثلاً أحمال موزعة على هيئة منحنى جيبى أو جيب تمام
sine & cosine Loading

ممكن أن تكون الأحمال الموزعة غير متعامدة مع خط الإنشاء عند
نقطة تأثيرها



الأحمال المركزة



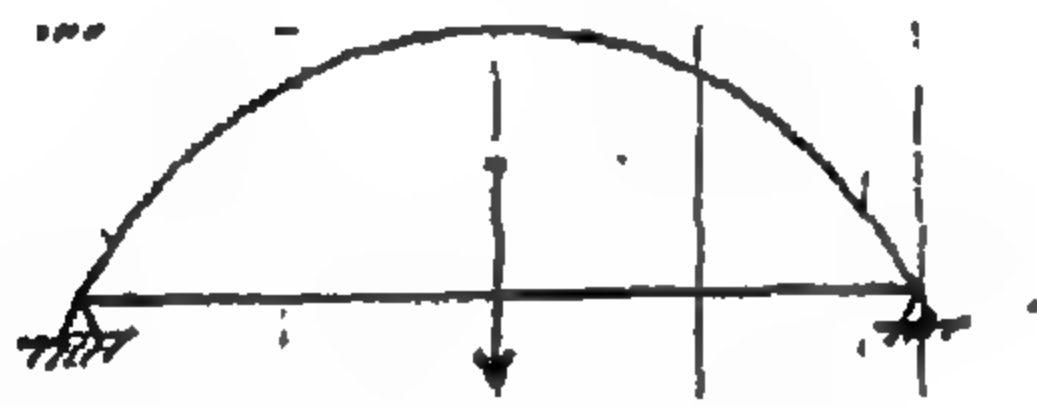
الأحمال المنتظمة



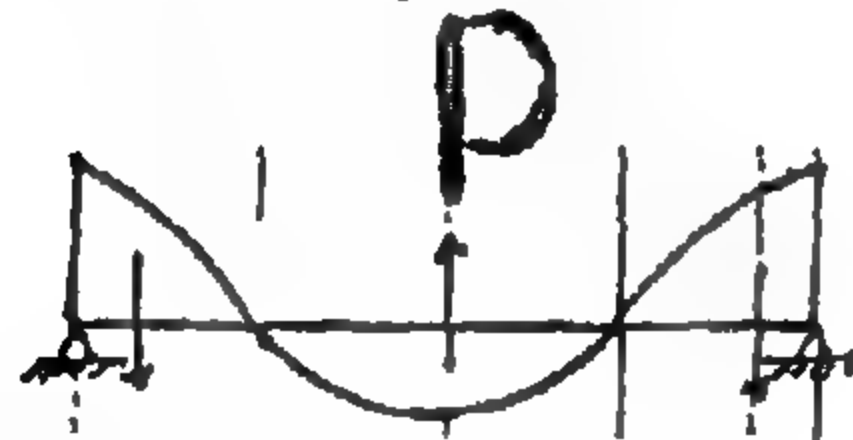
الأحمال الغير منتظمة



الأحمال المثلثية



الأحمال القطع المكافئ



أحمال على هيئة منحنى جيبى



أحمال منتظمة مائلة

شكل (1 - 8) يوضح أنواع الأحمال المختلفة Types of Loads

وبالاحظ أن تظليل الحمل يأخذ اتجاه هذا الحمل والكثافة هنا يعطى الحد
الطولى من الأحمال أما فى الاتجاه الأفقى وتسمى الكثافة فى هذه الحالة
كثافة على المتر الأفقى Intensity Per horizontal meter
أو يكون قياس على طول المحور المائل وتسمى كثافة على المتر
المائل Intensity Per meter inclined.

Types of supports

أنواع ركائز الإنشاءات

الركائز تستخدم في ارتكاز الإنشاء عليها حيث تؤثر عندها مركبات ردود الأفعال اللازمة لإحداث الاتزان في الإنشاء وتحت تأثير ما عليه من أحمال. وتحدد نوع الركيزة طريقة تثبيت المنشأ وتتوقف بالتالي مركبات ردود الفعل اللازمة على نوع الركيزة أو طريقة التثبيت، والغرض من أى ركيزة هو منع الحركة كلياً أو جزئياً عند نقطة الارتكاز والحركة تنقسم إلى:

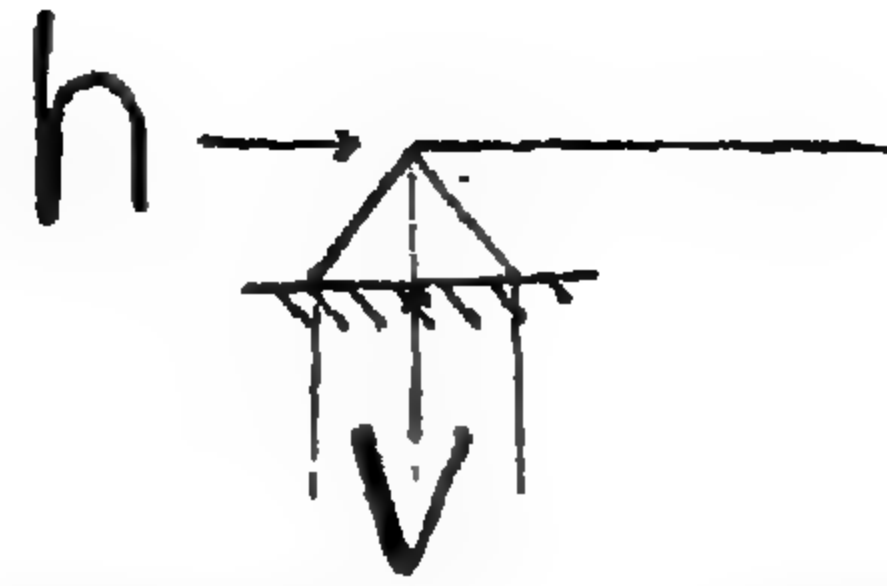
1- حركة انتقال Translation

2- حركة دوران Rotation

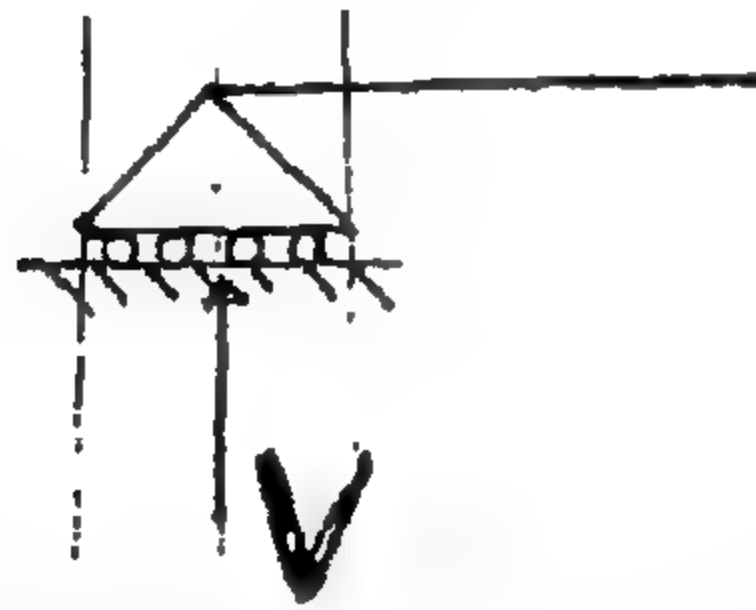
وتنقسم الركائز عادة إلى الأنواع الأساسية التالية كما هو موضح بشكل (8 - 2):

1- ركيزة مفصليّة ثابتة Hinged or Pin type support

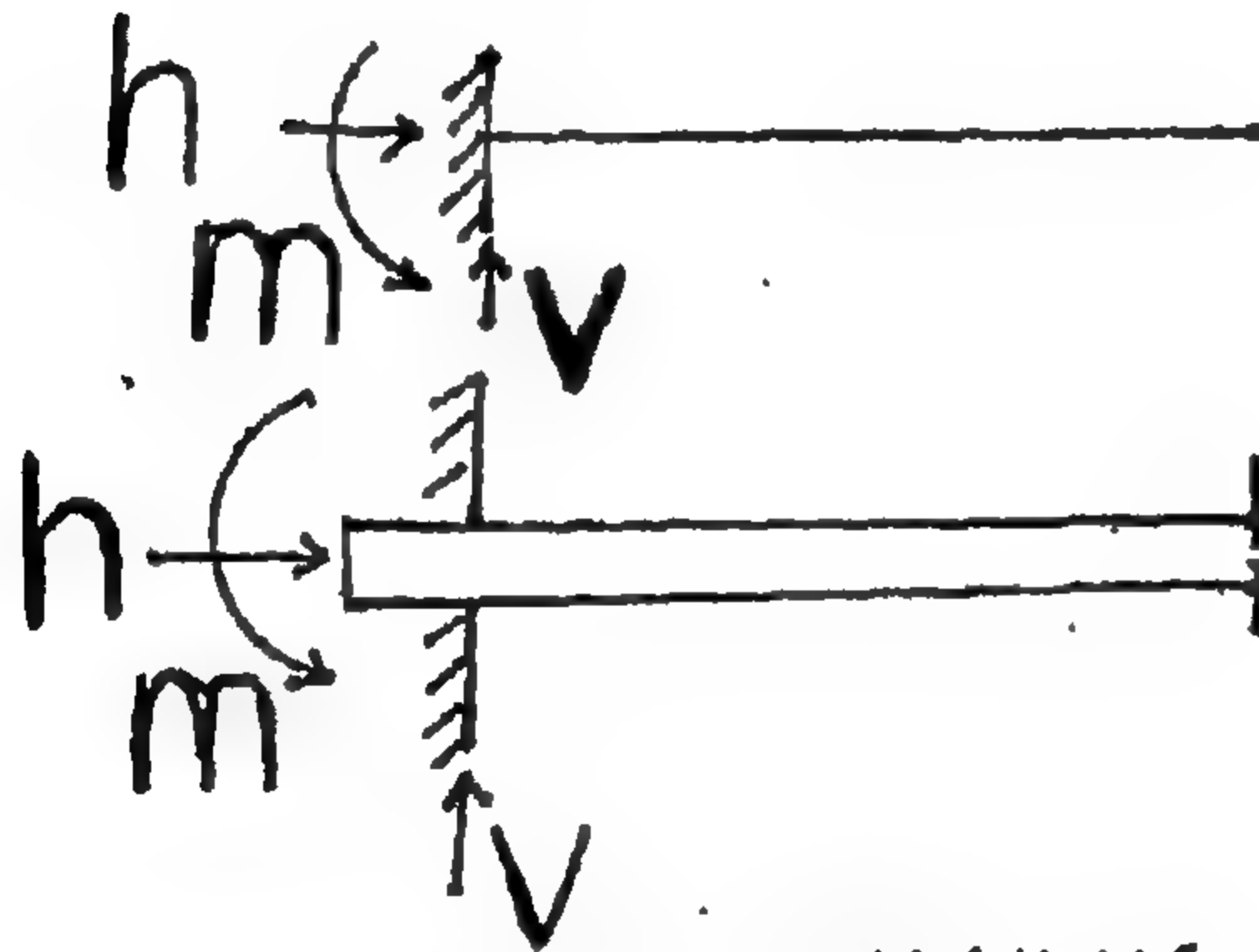
هذا النوع من الركائز لا يسمح بالحركة الانتقالية في الاتجاه الأفقى والرأسى ولكنه يسمح بالدوران حول المفصلة وذلك لتثبيته بالأرض لذلك يوجد نوعين مجهولين من القوى على المفصلة قوة مطلوبة لتمنع الإنشاء Two unknown forces at hinge. من الحركة الأفقية وقوة مطلوبة لتمنع الإنشاء من الحركة الرأسية.



رَكِيزَة مَفَصَلِيَّة ثَابِتَة Hinged support



رَكِيزَة مَفَصَلِيَّة مُتَحَرِّكَة Movable Support



رَكِيزَة ثَامَة التَّثْبِيت Fixed End Support



رَكِيزَة بِنْدُولِيَّة Pendulum Support

شكل (8 - 2) يوضح أنواع ركائز الإنشاءات

2- ركيزة مفصلية متحركة

Roller type of support or Movable support

هذه الركيزة تسمح بالدوران كما تسمح بالحركة الانتقالية في اتجاه أفقى أو (الحركة في اتجاه عمودى على المفصلة) وبذلك يكون المجهول الوحيد هو رد فعل الركيزة. هذا النوع من الركائز هو ركيزة مفصلية ثابتة تتحرك على اسطوانات معينة تسمح لها بالانتقال.

3- ركيزة تامة التثبيت Fixed end support

فى هذه الركيزة لا يسمح للإنشاء بالدوران أو الحركة الانتقالية وهذا يعنى أن $V = H = \theta$ حيث θ مقدار الدوران بالزاوية وبذلك يكون رد الفعل بين الركيزة مكون من ثلاثة مركبات فى الاتجاه الرأسى والاتجاه الأفقى وعزم تثبيت للتغلب على الحركة الرأسية والأفقية والدوران.

4- ركيزة بندولية

Link type of Support Pendulum type of support

فى هذه الركيزة تلاحظ أن المفصلات فى نهاية عضو الإنشاء سهل الحركة غير مقاوم (Frictionless). فقط تأثير القوة يكون فى اتجاه الوصلة (أى الخط الواصل بين المفصلين) أما الحركة الدائرية والحركة عمودى على الخط الواصل بين المفصلين ممكن.

Statically Determinate structures

الاتزان الاستاتيكي للإنشاء

بمناقشة الركائز اتضح أنه لكي يكون الإنشاء محدد استاتيكياً (أي يمكن تحديد جميع مركبات رد الفعل وكذلك القوى الداخلية عند أي قطاع) يجب أن تكون عدد المجاهيل مساوياً للعدد المعادلات وبالتالي يمكن إيجاد المجاهيل باستخدام شروط الاتزان الاستاتيكي وفي الحالة يطلق على الإنشاء أنه محدد استاتيكاً خارجياً Statically Determinate Externally أما الإنشاء الذي يزيد فيه مركبات رد الفعل عن المعادلات اللازمة لإيجاد قيم تلك المركبات يقال للإنشاء أنه غير محدد استاتيكياً Statically Indeterminate Structures.

في بعض الحالات قد يكون الإنشاء محدد استاتيكياً من الخارج ولكن مع ذلك يظل غير محدد استاتيكياً من الداخل Internal Statically Indeterminate بحيث لا يمكن إيجاد القوى الداخلية المؤثرة على القطاع دون الاستعانة بدراسة التغير الذي يطرأ على شكل المنشأ نتيجة الأحمال المؤثرة عليه.

لإستكمال تلك النقطة يجب تعريف Geometric Instability or Geometric Stability وهي خاصية بتأثير وأماكن القوى والمركبات التي تؤثر على الإنشاء فكثير من الإنشاءات قد تحتوي على عدد كبير من مركبات رد الفعل أكثر من عدد المعادلات وفي هذه الحالة يكون المبنى غير متزن unstable. ويجب إعادة تصميم المبنى أو سنجد أن الإنشاء يعدل من مكان وتأثير القوى عليه.

Shear Force & Bending Diagrams

من المهم لمصمم الإنشاء أن يتفهم توزيع قوى القص وعزوم الانحناء وأشكالهم بحيث أن فهم Bending Diagrams and Shear Force عند أى نقطة فى الكمرة مثلاً يمكن معرفتها بحيث يكون تصميم المبنى على أسس هندسية سليمة. قوى القص وعزوم الانحناء تنتج من تأثير القوى الخارجية أو الأحمال الخارجية External Loads. ويعرف قوى القص، وعزوم الانحناء كالتى:

Shear:

Is defined as the algebraic summation of the external forces to the left or to the right of a section that one perpendicular to the axis of the beam.

Bending Moment:

Is the algebraic sum of the moments of all of the external forces to the left or to the right of the particular section, the moments being taken about on axis through the centroid of the cross section.

وتوجد بعض العلاقات الحسابية والتفاضلية والتي تربط الأحمال (P) , (M) , (W) وقوى القص أو عزوم الانحناء فى المبنى بحيث أن:

$$\frac{d\phi}{dx} = + w \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{dM}{dx} = + \phi \dots\dots\dots(2)$$

يلاحظ أن العلاقة في المعادلة رقم (1) تصف معدل تغير القص عند
 أى نقطة على الكمرة يساوى الحمل لوحدة الأطوال عند هذه النقطة وهذا
 يعنى أن ميل منحنى القص عند أى نقطة يساوى الحمل عند هذه النقطة.
 ويلاحظ أن العلاقة في المعادلة رقم (2) معدل تغير عزوم الانحناء
 عند أى نقطة يساوى القص عند هذه النقطة وبالمعنى الهندسى أن ميل عزوم
 الانحناء عند نقطة يساوى القص عند هذه النقطة.

القوى الداخلية للقطاع

Internal Forces

لكى يكون الإنشاء فى حالة اتزان استاتيكي لابد وأن يكون كل جزء من هذا الإنشاء فى حالة اتزان استاتيكي أيضا وأن القوى الداخلية لهذا القطاع لابد أن تكون فى حالة اتزان أيضا لأن الهدف الرئيسى لنظرية الإنشاءات هو إيجاد القوى الداخلية فى القطاعات المختلفة وتوزيع هذه القوى على القطاع وقد تسمى هذه القوى الداخلية Internal Forces بمؤثرات الإجهاد الداخلى Internal Straining Action دعنا الآن ندرس قطاع فى كمره بسيطة Simple Beam ونفرض أن الكمره قطعه إلى جزئين Two Free Bodies كما هو موضح بشكل (8 - 3).

سنجد أن القوى الداخلية Internal Forces وهى قوى القص Shear Force والقوى العمودية Axial Force وعزوم الانحناء Bending Moment ، هذه القوى على يسار القطاع تأخذ الاتجاهات المبينة فى الشكل ولكن القوى على يمين القطاع تأخذ الاتجاهات العكسية وهذا يعنى أن القوى التى تجعل الكمره تتحرك إلى أعلى نجد أن قوى داخلية أيضا تعمل على جذب الإنشاء إلى أسفل وبالتالي يتحقق الاتزان إذا كانت هذه القوى الجذب متساوية.

1- قوة عمودية Normal Force على القطاع وهي تساوى مجموع المركبات العمودية على القطاع لجميع القوى المؤثرة على أحد جانبي القطاع بما فيها قوى رد الفعل (N).

2- قوى في مستوى القطاع (قوى القص Shearing Force) وهي تساوى مجموع المركبات الموازية للقطاع والمتعامدة على المحور لجميع القوى المؤثرة على أحد جانبي القطاع بما في ذلك قوى رد الفعل على هذا الجانب (Q).

3- عزم انحناء Bending Moment وهو يساوى مجموع العزوم الاستاتيكية حول مركز القطاع لجميع القوى المؤثرة على أحد جانبي القطاع بما في ذلك قوى رد الفعل (M).

Sign Convention

اصطلاحات الإرشادات

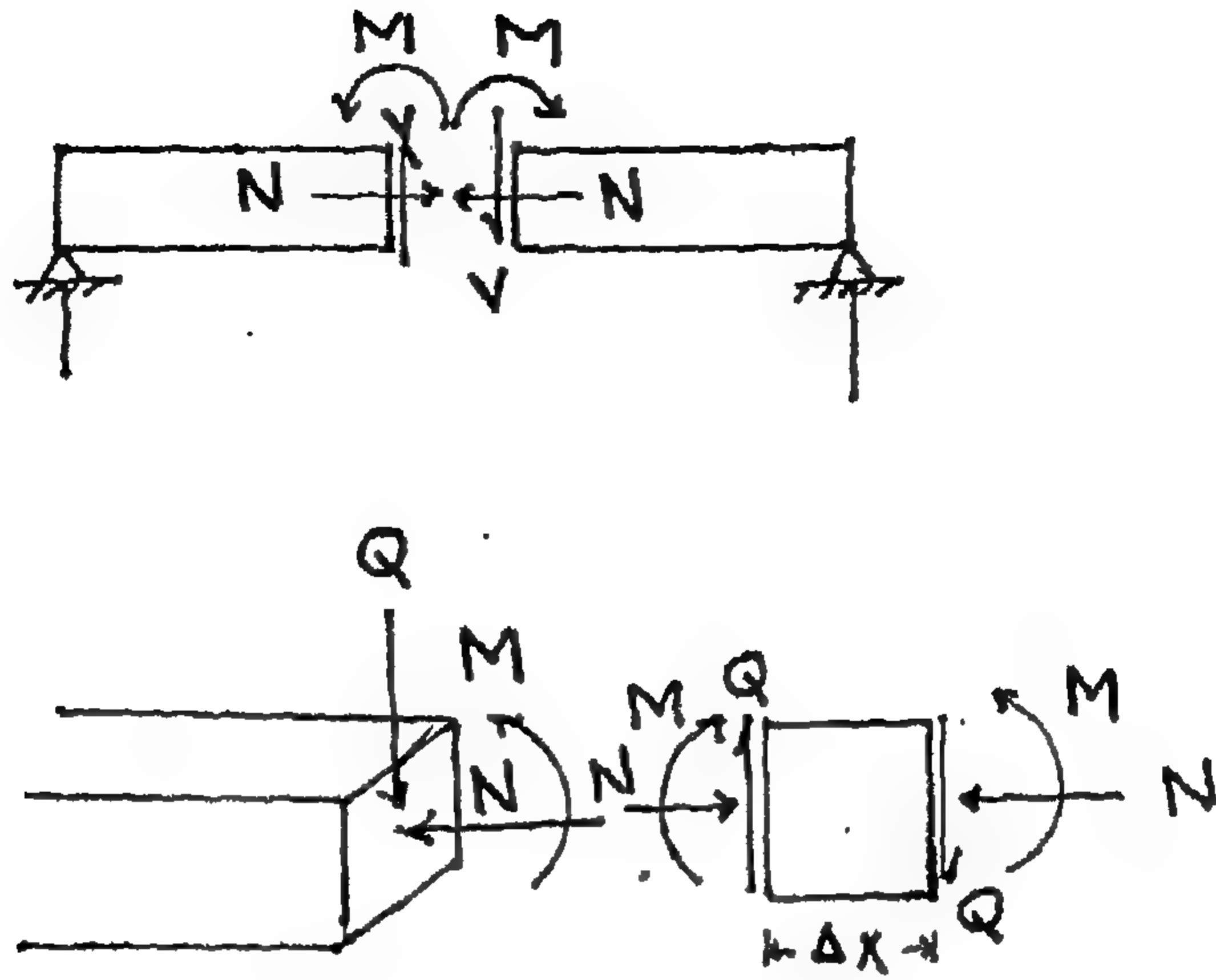
الإشارات التي تستخدم للدلالة على قوى الضغط والشد أو ذلك يمكن معرفتها كالاتي:

1- القوى العمودية Normal Forces

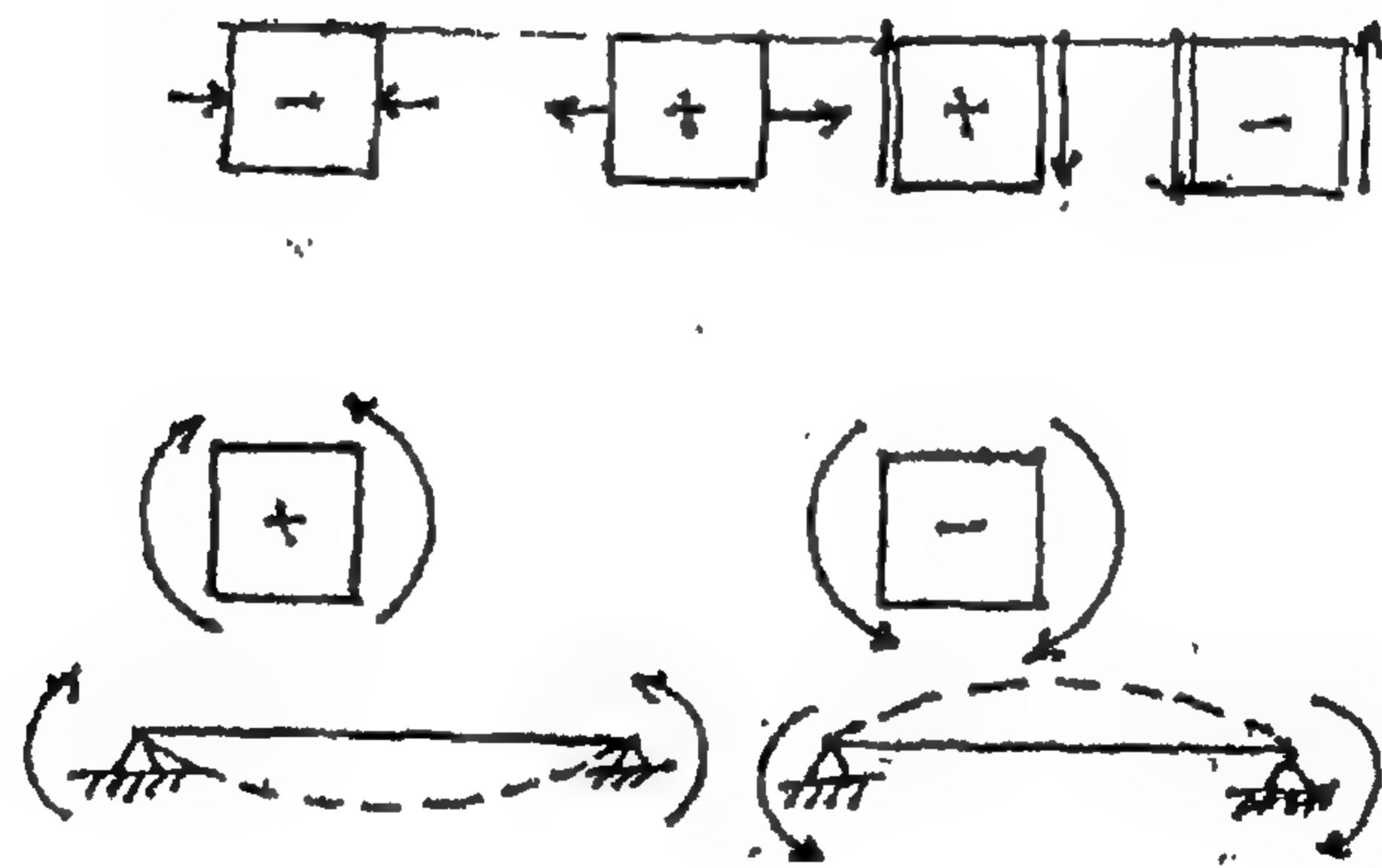
قوى الشد تأخذ إشارة موجبة (+) وقوى الضغط تأخذ إشارة سالبة (-) شكل (3 - 8).

2- قوى القص Shearing Forces شكل (3 - 8)

3- عزوم الانحناء Bending Moment شكل (3 - 8)



القوى الداخلية للقطاعات



نظام الإشارات للقطاعات

شكل (8 - 3) يوضح نظام الإشارات والقوى الداخلية للقطاعات

Shear Moment diagrams

أشكال قوى القص وعزوم الانحناء

لرسم شكل قوى القص بالطريقة القياسية Standard method يبدأ من نهاية الإنشاء من الشمال ويتم رسم القص متجهاً إلى اليمين للإنشاء. في حالة تواجد القوى الراسية نجد أن القص يرسم خط أفقى لتوضيح أن قوى القص لا تتغير. وعندما نجد أنشاء يحتوى على أحمال منتظمة uniform Loads نجد أن قوى القص تتغير بقيم ثابتة لوحدة الأطوال ويمكن أن تمثل بخط مستقيم ولكنه مائل فى الشكل.

شكل عزوم الانحناء عند نقط مختلفة من الإنشاء يمكن الحصول على قيمتها بأخذ العزوم عند هذه النقط وتوجد طريقة سنشرح فى النقطة القادمة لإيجاد قوى القص والعزوم بطريقة عملية.

Moment Diagram Drawn from shear Diagrams:

التغير فى عزوم الانحناء بين نقطتين على إنشاء وجد أنه يساوى القص بين تلك النقطتين مضروباً فى المسافة بين النقطتين $dM = V dx$ وبذلك نجد أن التغير فى عزوم الإنحاء يساوى المساحة بين منحنى قوى القص بين النقطتين.

أيضاً عندما يمر قوى القص بالقيمة Zero نجد أن معدل التغير فى

عزوم الانحناء يساوى صفر $\left(\frac{dM}{dx} = 0 \right)$ وأن عزوم الانحناء (عند

النقطة التى فيها قوى القص تساوى صفر) أكبر أو أصغر قيمة له. إذا تغير

القص من قيمة موجبة إلى قيمة سالبة ورسم عزوم الانحناء من الشمال إلى اليمين، نجد أن عزوم الانحناء ستصل إلى أعلى قيمة موجبة عند هذه النقطة. إذا تغير القص من قيمة سالبة إلى قيمة موجبة نجد أن عزوم الانحناء تصل إلى أعلى قيمة سالبة.

Mechanical Properties of Building Materials

الخواص الميكانيكية للمواد البناء

- | | |
|------------------------------|-------------------------|
| 1- Loads and stresses | الأحمال والإجهادات |
| 2- Deformation and strains | التشكيل والانفعال |
| 3- Elasticity and plasticity | المرونة واللدونة |
| 4- Ductility and Brittleness | المطولية والقصفية |
| 5- Stress- strain diagram | منحنى الإجهاد والانفعال |
| 1- Elastic Limit Stress | إجهاد حد المرونة |
| 2- Proportional Limit Stress | إجهاد حد التناسب |
| 3- Yield Stress | إجهاد الخضوع |
| 6- Modulus of Elasticity | معايير المرونة |
| 7- Stiffness | الصلابة |
| 8- Poisson's Ratio , μ | نسبة بوايسون |

$$\mu = \frac{\text{Lateral Strain}}{\text{Longitudinal Strain}} = \frac{\text{الانفعال الجانبي المتعامد على المحور}}{\text{الانفعال المحوري}}$$

$$\mu \text{ (for steel) } = 0.26$$

$$\mu \text{ (for concrete) } = 0.15$$

- | | |
|----------------------|-----------------|
| 9- Strength | المقاومة |
| 1- Elastic Strength | المقاومة المرنة |
| 2- Ultimate Strength | المقاومة القصوى |

- | | | |
|-----|-----------------------|----------------|
| 10- | Creep | الزحف |
| 11- | Resilience | الرجوعيه |
| | Modulud of resilience | معامل الرجوعيه |
| 12- | Toughness | المتانة |
| | Modulus of Toughness | معامل المتانة |
| 13- | Hardness | الصلادة |
| 14- | Malleability | المطروقية |
| 15- | Buckling | الانبعاج |

وسبق دراسة الخواص الميكانيكية للمواد في مقرر اختبار المواد
 Test of Materials بجانب التعرف على معادلة أويلر للأعمدة النحيفة
 Euler's Formula for Slender Columns ونسبة النحافة للعمود
 Slenderness ratio، والمقاومة اللدنة في الانحناء (معايير الكسر)
 Modulus of reapture

مثال:

عمود طوله 6 m مثبت تثبيته مفصلياً عند طرفيه ومقطعه مستطيل
أبعاده 15 × 40 cm . فإذا معامل المرونة لمادة العمود
Elastic Modulus of Elasticity $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ والمقاومة المرنة
strength 200 kg/cm^2 . أحسب أقصى حمل محوري يمكن أن يتحمله
العمود.

الحل:

$$\text{Cross Section area of column} = 15 \times 40 = 600 \text{ cm}^2$$

Moment of Inertia

$$I_x = \frac{ab^3}{12} = \frac{15 \times (40)^3}{12} = 80000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{a^3 b}{12} = \frac{(15)^3 \times (40)}{12} = 11250 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{80000}{600}} = 36.5 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{11250}{600}} = 4.33 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_{\min}} = \text{slenderness ratio} = \frac{600}{4.33} = 138.6$$

f_{cr} Critical Stress

الإجهاد الحرج

$$f_{cr} = E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{(3.14)^2 (2.1 \times 10^5)}{(138.6)^2} = 108 \text{ kg/cm}^2 \text{ حيث}$$

أن:

$$f_{cr} < f_e$$

$$108 \text{ kg/cm}^2 < 200 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Maximum load carrying by column

$$P_E = P_{cr} = f_{cr} \times A$$

$$= (108) (600) = 64800 \text{ kgs} = 64.8 \text{ Tons}$$

ملحوظة: معادلة إيلر Euler's Formula Slender columns

$$P_E = \frac{(\pi)^2 EI}{L^2}$$

$$P_E = \text{Critical Load}$$

$$f_{cr} = f_E = \frac{P_E}{A} = \frac{(\pi)^2 EI}{AL^2}$$

$$f_{cr} = \text{Critical Stress}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

$$r = \text{radius of gyration}$$

نصف قطر التدوير

$$f_{cr} = E = \frac{(\pi)^2 E}{(L/r)^2}$$

نسبة النحافة للعمود:

$$\frac{L}{r} = \text{Slenderness Ratio}$$

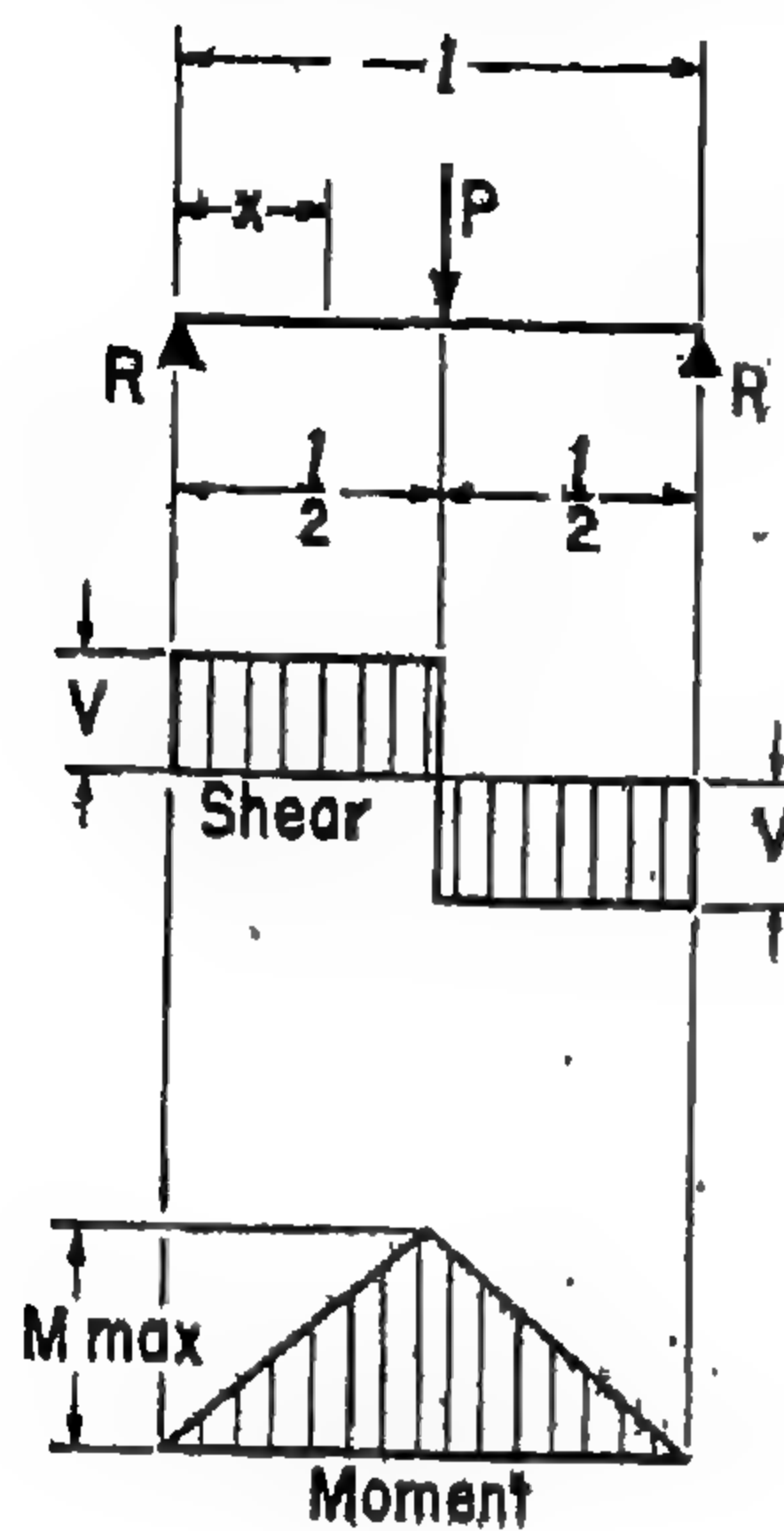
الباب الثامن (ملحق C)

توزيع قوى القص وعزوم الإنحناء للكمرات الخرسانية المختلفة

Symbols

Δ_{max}	= Maximum deflection, inches.
Δ_s	= Deflection, inches, at point of load.
Δ_x	= Deflection inches, at distance x from support.
h	= Rise of arch, feet or inches.
H_L, H_R	= Horizontal thrust at arch abutments, pounds.
l	= Span of beam or arch, feet or inches.
M_{max}	= Maximum moment, foot pounds or inch pounds.
M_x	= Moment, foot pounds or inch pounds, at distance x from support.
M_1, M_2 etc.	= Moment, foot pounds or inch pounds, at designated point.
P	= Concentrated load, pounds.
R_1, R_2 etc.	= Vertical reactions of beams, pounds.
R_L, R_R	= Vertical reactions of arches, pounds.
V_{max}	= Maximum vertical end shear, pounds.
V_1, V_2 etc.	= Vertical shear, pounds, at designated points.
w	= Uniformly distributed load, pounds per lineal foot.
x	= Horizontal distance from reaction to point on beam or arch rib, feet or inches.
y	= Vertical distance from spring line to point on arch rib, feet or inches.

Simple Beam—Concentrated Load at Center



$$R = V \dots \dots \dots = \frac{P}{2}$$

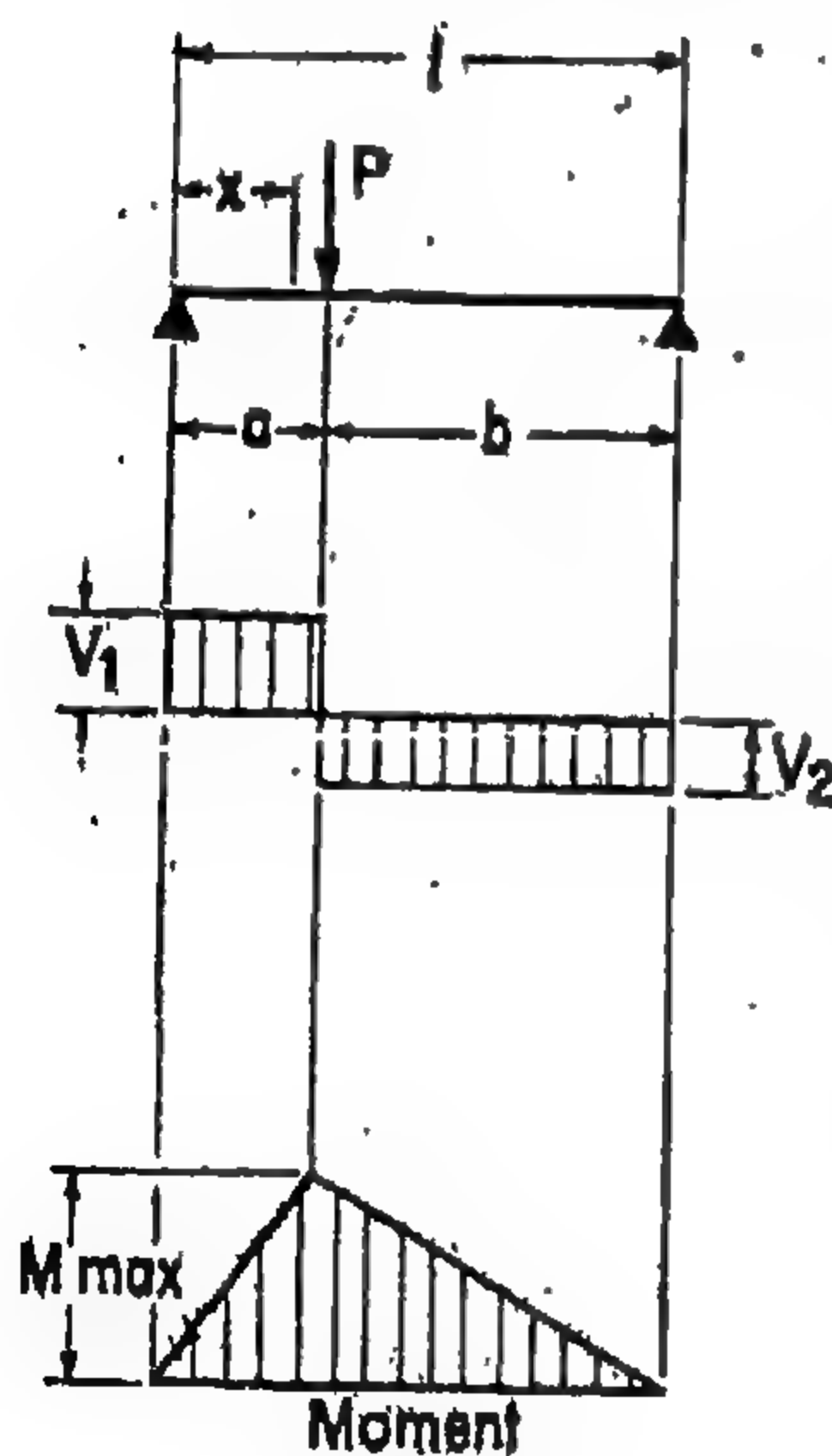
$$M_{max} \text{ (at point of load)} \dots \dots \dots = \frac{Pl}{4}$$

$$M_x \text{ (when } x < \frac{l}{2} \text{)} \dots \dots \dots = \frac{Px}{2}$$

$$\Delta_{max} \text{ (at point of load)} \dots \dots \dots = \frac{Pl^3}{48EI}$$

$$\Delta_x \text{ (when } x < \frac{l}{2} \text{)} \dots \dots \dots = \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2)$$

Simple Beam—Concentrated Load at Any Point



$$R_1 = V_1 \text{ (max. when } a < b \text{)} \dots \dots \dots = \frac{Pb}{l}$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max. when } a > b \text{)} \dots \dots \dots = \frac{Pa}{l}$$

$$M_{max} \text{ (at point of load)} \dots \dots \dots = \frac{Pab}{l}$$

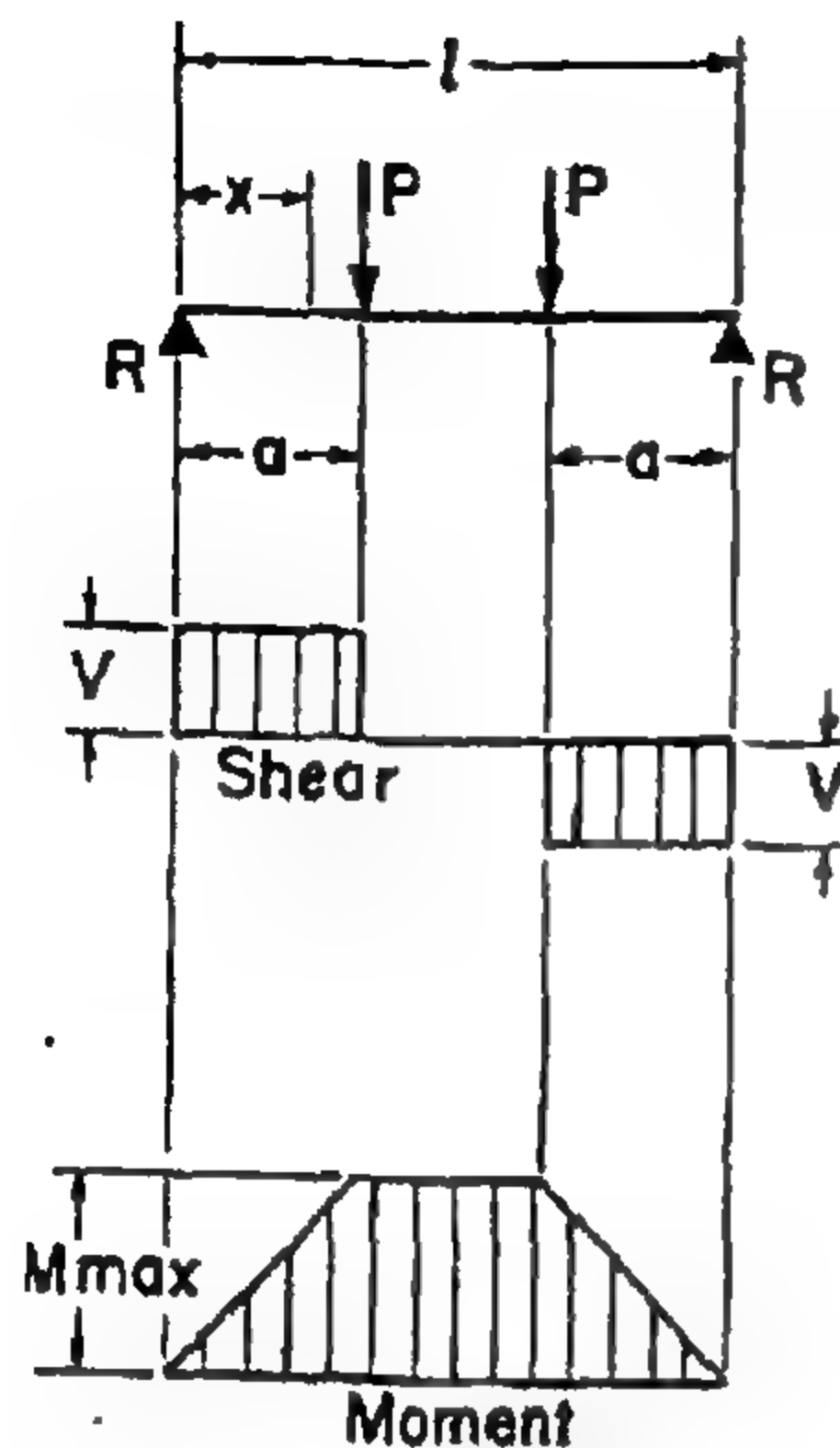
$$M_x \text{ (when } x < a \text{)} \dots \dots \dots = \frac{Px}{l}$$

$$\Delta_{max} \text{ (at } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ when } a > b \text{)} = \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI}$$

$$\Delta_a \text{ (at point of load)} \dots \dots \dots = \frac{Pa^2b^2}{3EI}$$

$$\Delta_x \text{ (when } x < a \text{)} \dots \dots \dots = \frac{Pbx}{48EI} (l^2 - b^2 - x^2)$$

Simple Beam—Two Equal Concentrated Loads Symmetrically Placed



$$R = V \dots \dots \dots = P$$

$$M \text{ max. (between loads) } \dots \dots \dots = Pa$$

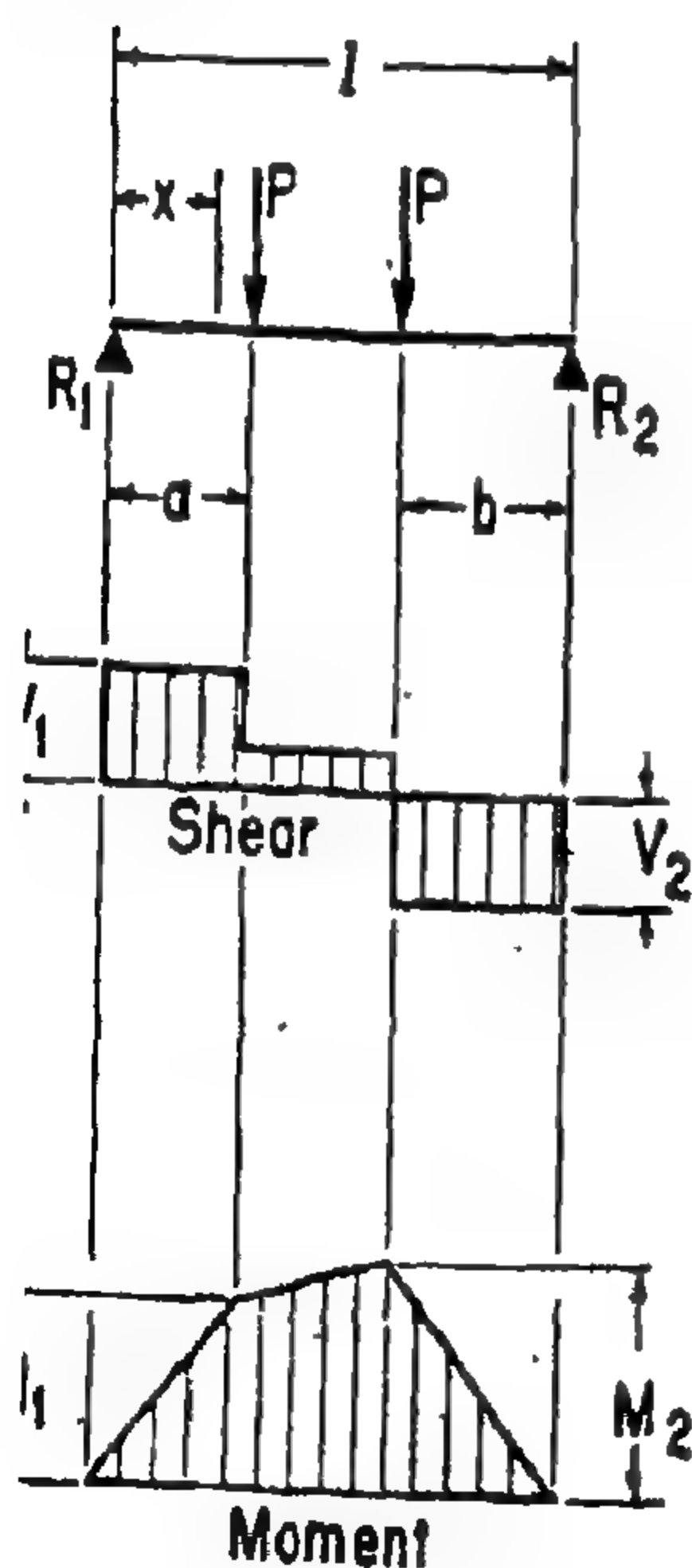
$$M_x \text{ (when } x < a \text{) } \dots \dots \dots = Px$$

$$\Delta \text{ max. (at center) } \dots \dots \dots = \frac{Pa}{24EI} (3l^2 - 4a^2)$$

$$\Delta x \text{ (when } x < a \text{) } \dots \dots \dots = \frac{Px}{6EI} (3la - 3a^2 - x^2)$$

$$\Delta x \text{ (when } x > a \text{ and } < (l-a) \text{) } \dots \dots \dots = \frac{Pa}{6EI} (3lx - 3x^2 - a^2)$$

Simple Beam—Two Equal Concentrated Loads Unsymmetrically Placed



$$R_1 = V_1 \text{ (max. when } a < b \text{) } \dots \dots \dots = \frac{P}{l} (l - a + b)$$

$$R_2 = V_2 \text{ (max. when } a > b \text{) } \dots \dots \dots = \frac{P}{l} (l - b + a)$$

$$V_x \text{ (when } x > a \text{ and } < (l-b) \text{) } \dots \dots \dots = \frac{P}{l} (b-a)$$

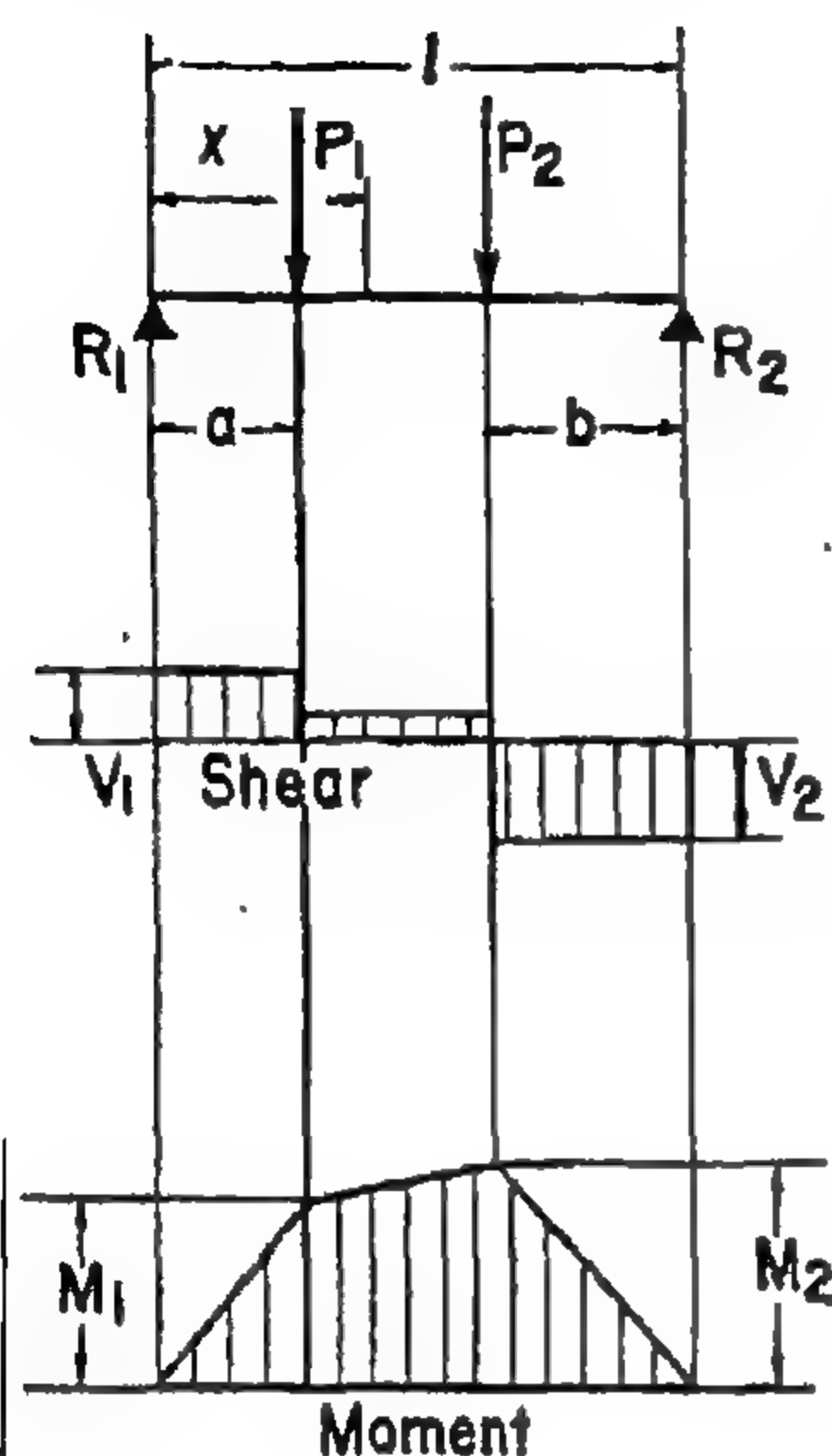
$$M_1 \text{ (max. when } a > b \text{) } \dots \dots \dots = R_1 a$$

$$M_2 \text{ (max. when } a < b \text{) } \dots \dots \dots = R_2 b$$

$$M_x \text{ (when } x < a \text{) } \dots \dots \dots = R_1 x$$

$$M_x \text{ (when } x > a \text{ and } < (l-b) \text{) } \dots \dots \dots = R_1 x - P(x-a)$$

Simple Beam—Two Unequal Concentrated Loads Unsymmetrically Placed



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{P_1(l-a) + P_2b}{l}$$

$$R_2 = V_2 \dots \dots \dots = \frac{P_1a + P_2(l-b)}{l}$$

$$V_x \quad \left(\text{when } x > a \text{ and } < (l-b) \right) \dots \dots = R_1 - P_1$$

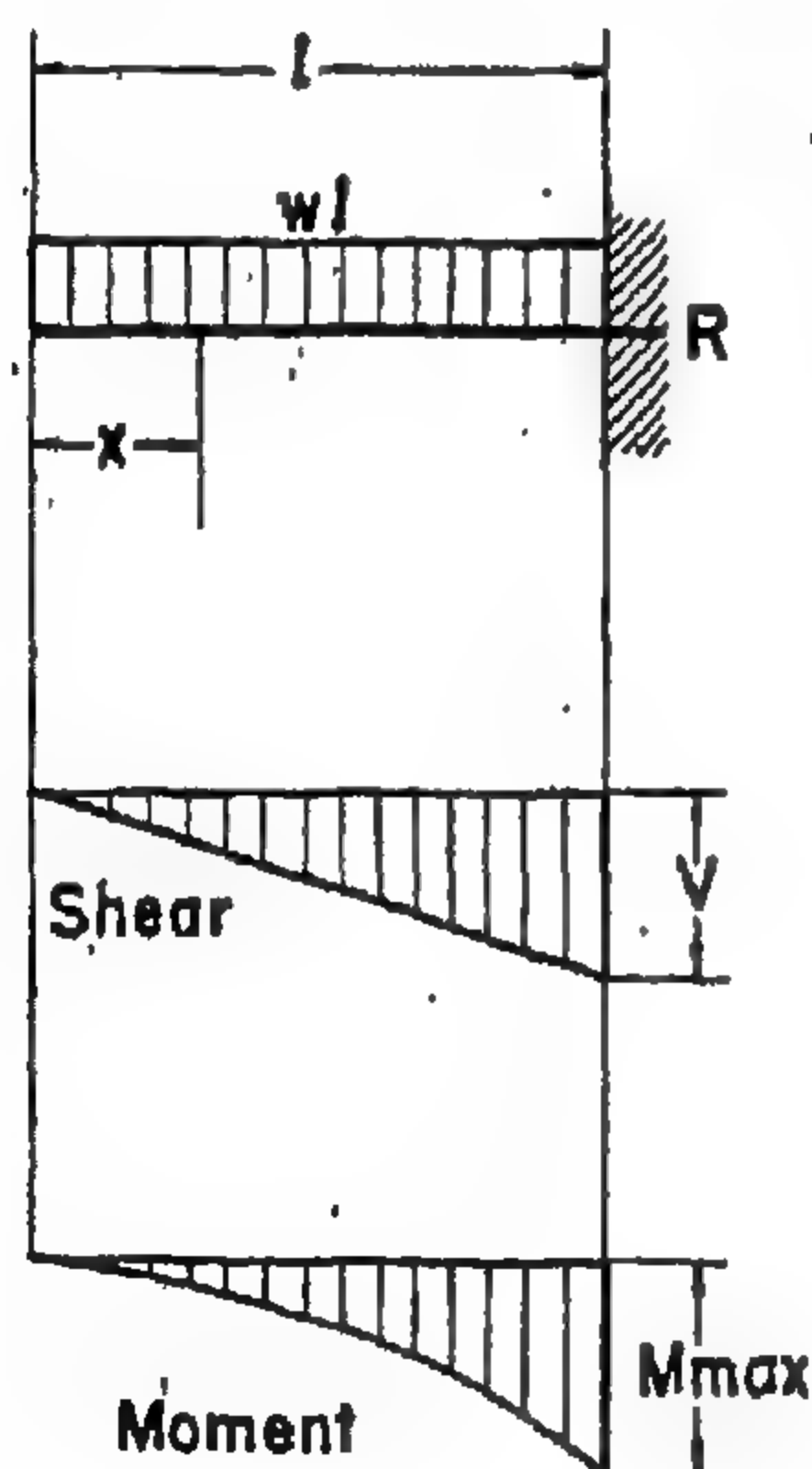
$$M_1 \quad \left(\text{max. when } R_1 < P_1 \right) \dots \dots = R_1a$$

$$M_2 \quad \left(\text{max. when } R_2 < P_2 \right) \dots \dots = R_2b$$

$$M_x \quad \left(\text{when } x < a \right) \dots \dots \dots = R_1x$$

$$M_x \quad \left(\text{when } x > a \text{ and } < (l-b) \right) \dots \dots = R_1x - P_1(x-a)$$

Cantilever Beam—Uniformly Distributed Load



$$R = V \dots \dots \dots = wl$$

$$V_x \dots \dots \dots = -wx$$

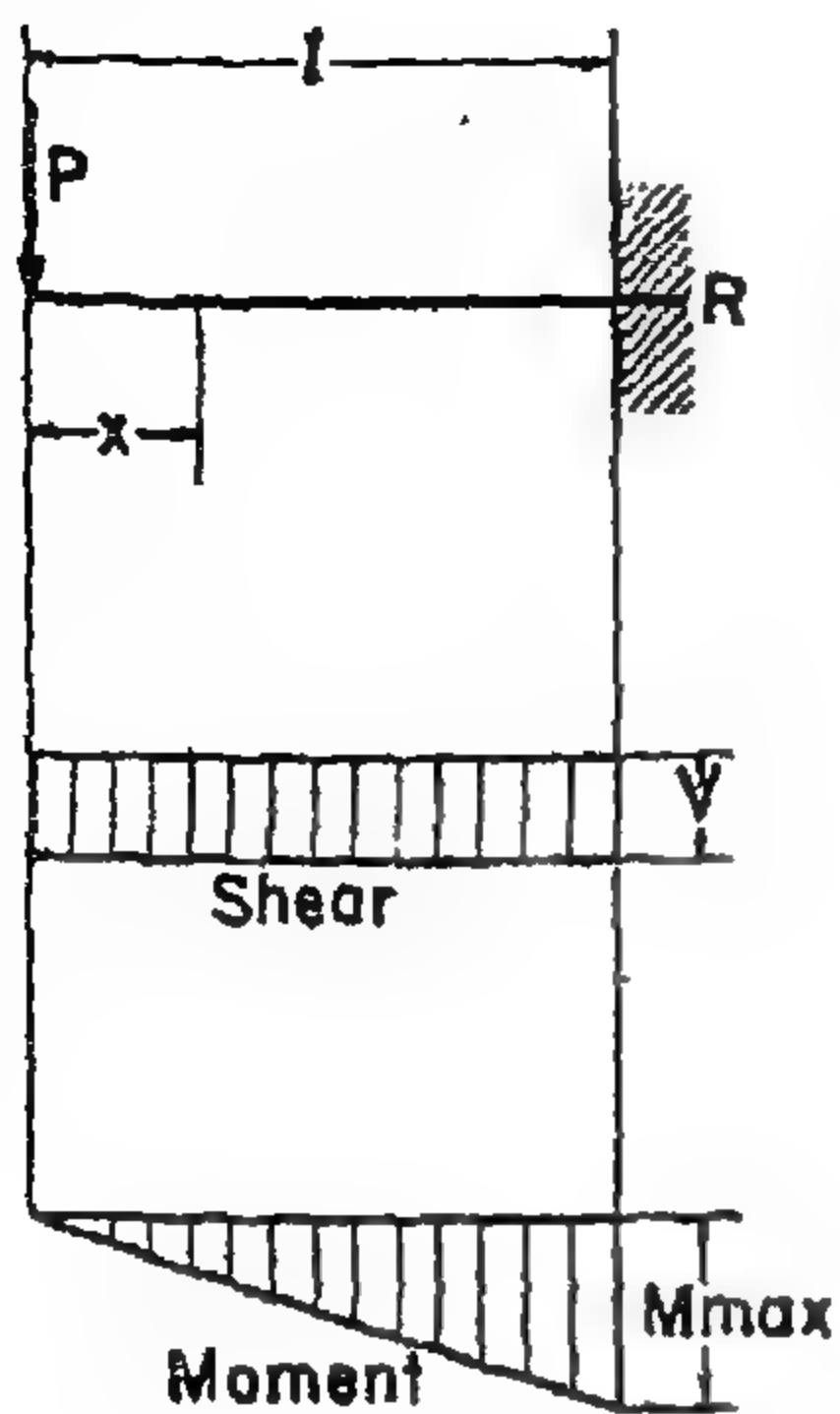
$$M \text{ max. (at fixed end) } \dots \dots \dots = \frac{wl^2}{2}$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{wx^2}{2}$$

$$\Delta \text{ max. (at free end) } \dots \dots \dots = \frac{wl^4}{8EI}$$

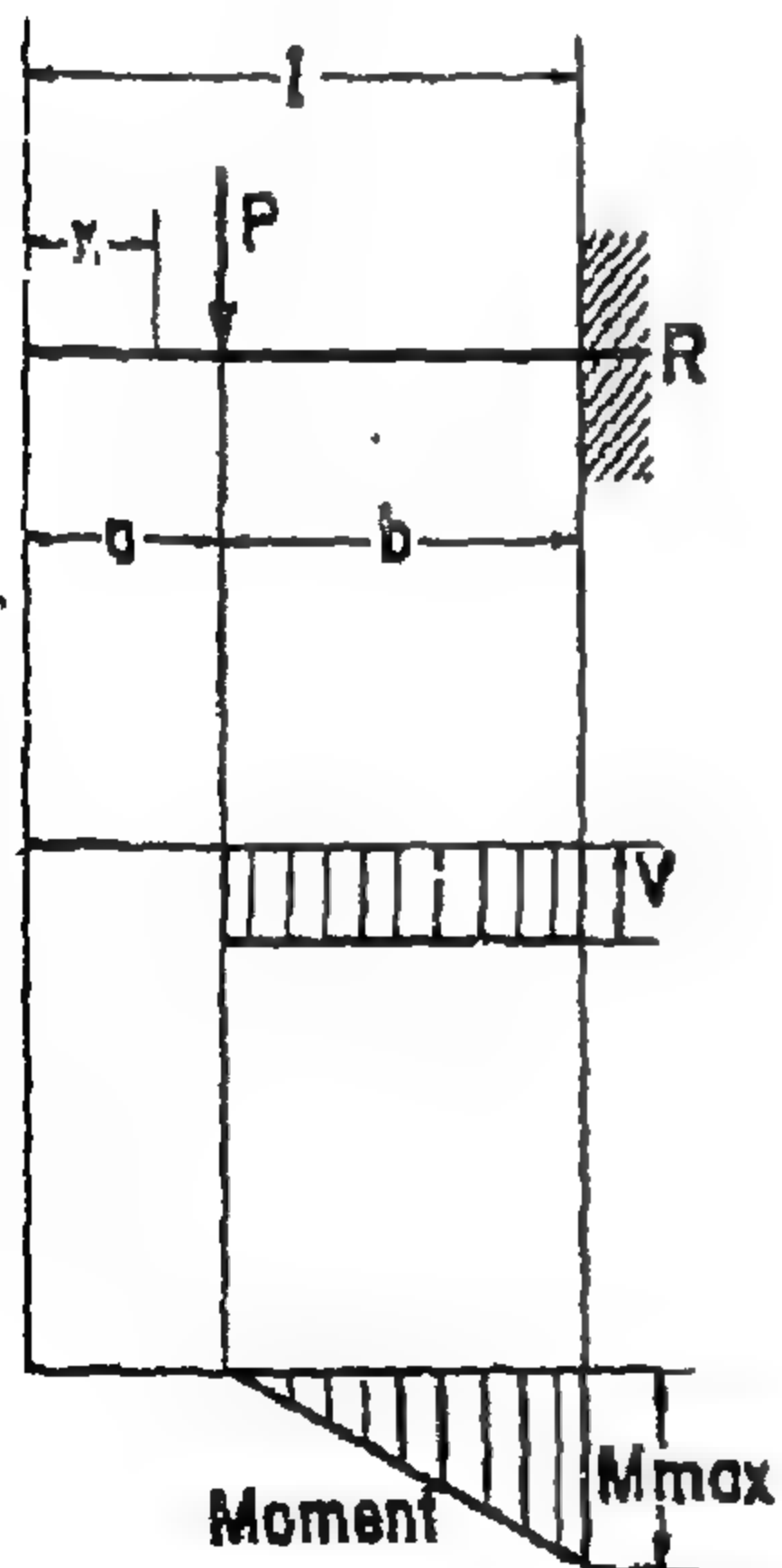
$$\Delta_x \dots \dots \dots = \frac{wx}{24EI} (x^4 - 4l^3x + 3l^4)$$

Cantilever Beam—Concentrated Load at Free End



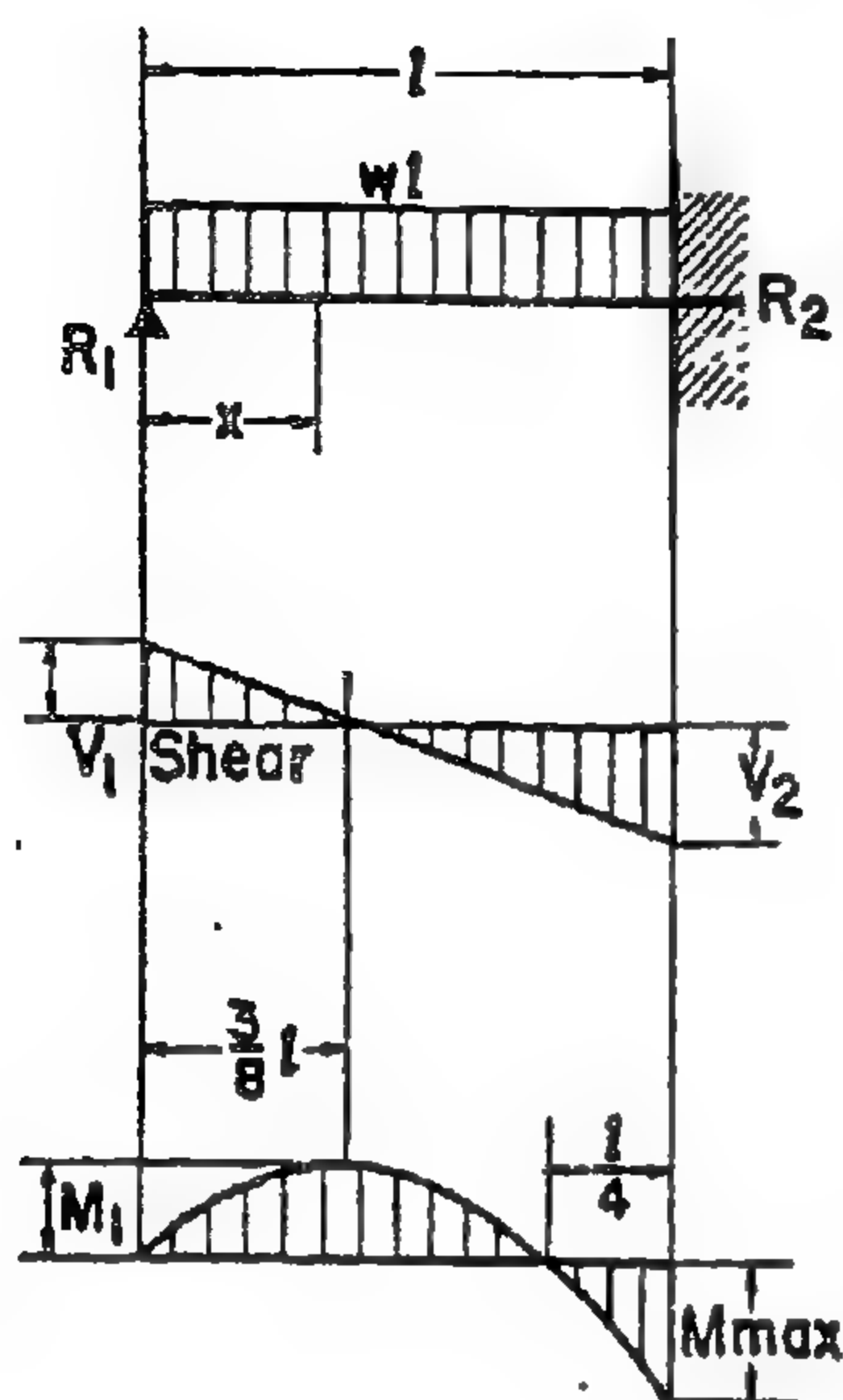
$$\begin{aligned}
 R = V & \dots\dots\dots = P \\
 M_{\max.} \text{ (at fixed end)} & \dots\dots\dots = Pl \\
 M_x & \dots\dots\dots = Px \\
 \Delta_{\max.} \text{ (at free end)} & \dots\dots\dots = \frac{Pl^3}{3EI} \\
 \Delta_x & \dots\dots\dots = \frac{P}{6EI} (2l^3 - 3l^2x + x^3)
 \end{aligned}$$

Cantilever Beam—Concentrated Load at Any Point



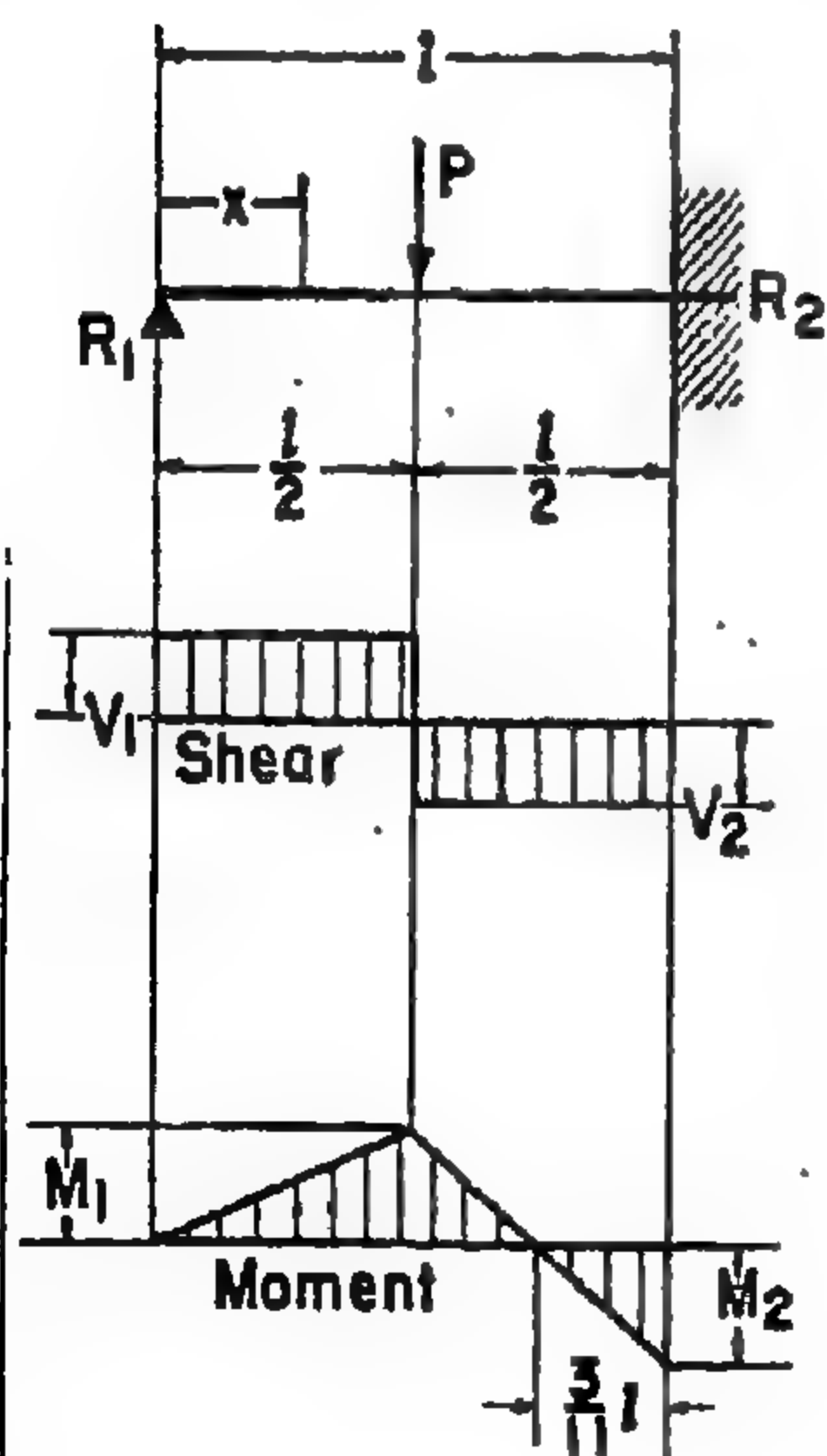
$$\begin{aligned}
 R = V \text{ (when } x < a) & \dots\dots\dots = 0 \\
 M_{\max.} \text{ (at fixed end)} & \dots\dots\dots = Pb \\
 M_x \text{ (when } x > a) & \dots\dots\dots = P(x - a) \\
 \Delta_{\max.} \text{ (at free end)} & \dots\dots\dots = \frac{Pb^3}{6EI} (3l - b) \\
 \Delta_a \text{ (at point of load)} & \dots\dots\dots = \frac{Pb^3}{6EI} \\
 \Delta_x \text{ (when } x < a) & \dots\dots\dots = \frac{Pb^3}{6EI} (3l - 3x - b) \\
 \Delta_x \text{ (when } x > a) & \dots\dots\dots = \frac{P(l - x)^3}{6EI} (3b - l + x)
 \end{aligned}$$

Beam Fixed at One End, Supported at Other—Uniformly Distributed Load



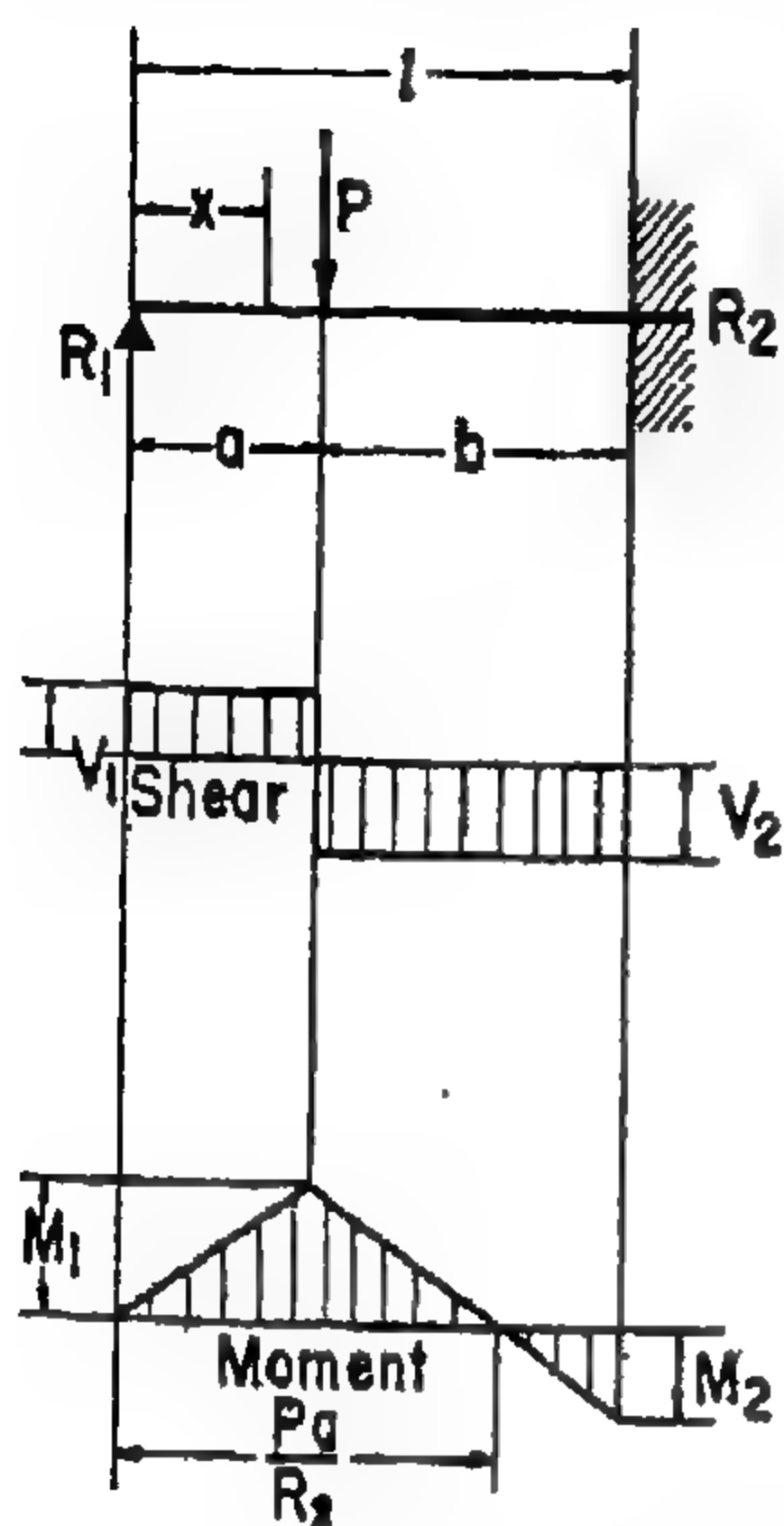
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots \dots \dots = \frac{3wl}{8} \\
 R_2 = V_2 \text{ max.} & \dots \dots \dots = \frac{5wl}{8} \\
 V_x & \dots \dots \dots = R_2 - wx \\
 M \text{ max.} & \dots \dots \dots = \frac{wl^3}{8} \\
 M_1 \left(\text{at } x = \frac{3}{8}l \right) & \dots \dots \dots = \frac{9}{128}wl^3 \\
 M_x & \dots \dots \dots = R_2x - \frac{wx^2}{2} \\
 \Delta_{\text{max.}} \left(\text{at } x = \frac{l}{16}(1 + \sqrt{33}) = .4215l \right) & = \frac{wl^4}{185EI} \\
 \Delta_x & \dots \dots \dots = \frac{wx}{48EI} (l^3 - 3lx^2 + x^3)
 \end{aligned}$$

Beam Fixed at One End, Supported at Other—Concentrated Load at Center



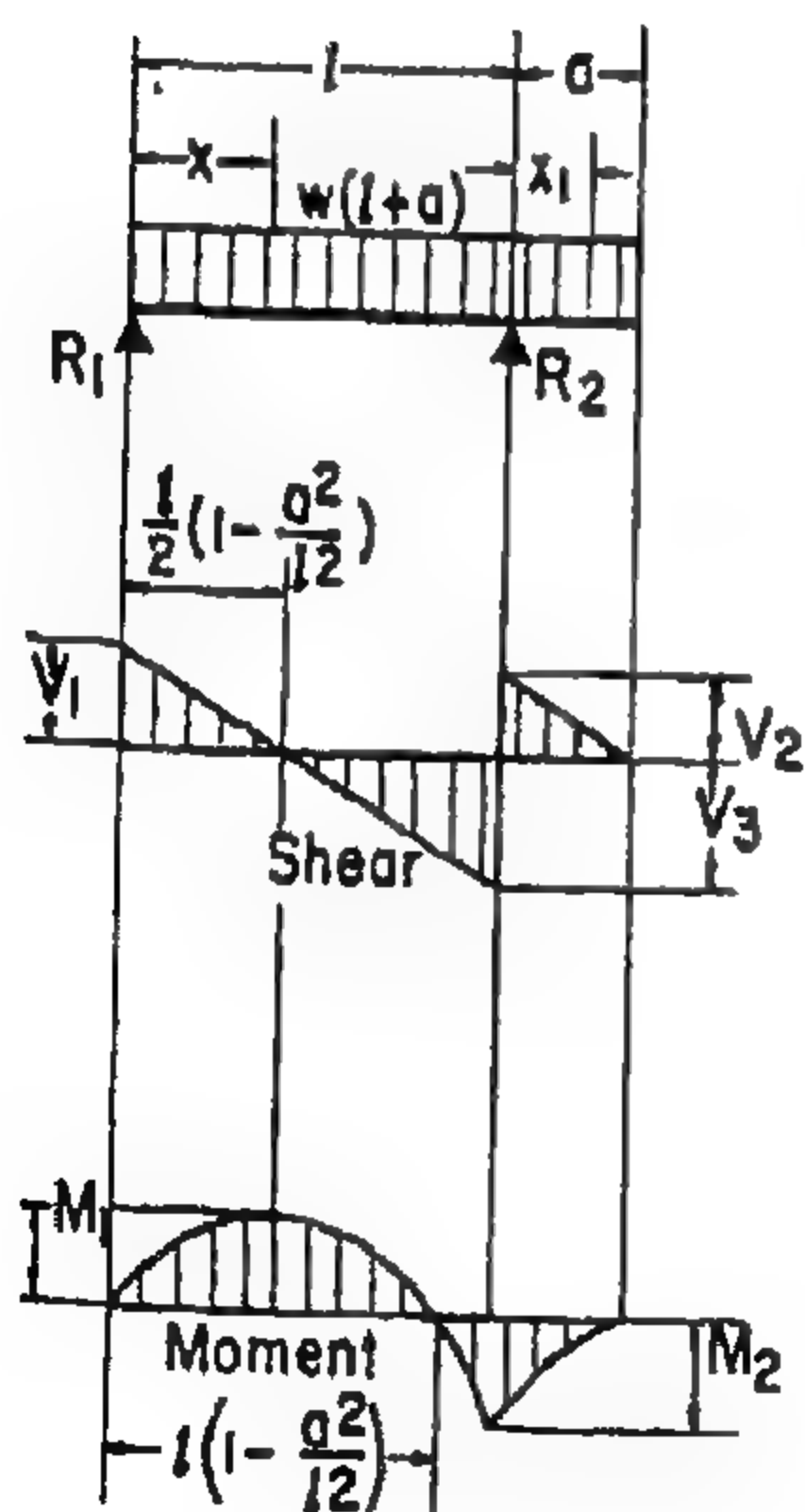
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots \dots \dots = \frac{5P}{16} \\
 R_2 = V_2 \text{ max.} & \dots \dots \dots = \frac{11P}{16} \\
 M \text{ max. (at fixed end)} & \dots \dots \dots = \frac{3Pl}{16} \\
 M_2 \text{ (at point of load)} & \dots \dots \dots = \frac{5Pl}{32} \\
 M_x \left(\text{when } x < \frac{l}{2} \right) & \dots \dots \dots = \frac{5Px}{16} \\
 M_x \left(\text{when } x > \frac{l}{2} \right) & \dots \dots \dots = P \left(\frac{l}{2} - \frac{11x}{16} \right) \\
 \Delta_{\text{max.}} \left(\text{at } x = l \sqrt{\frac{1}{5}} = .4472l \right) & \dots \dots \dots = \frac{Pl^3}{48EI \sqrt{5}} = .009317 \frac{Pl^3}{EI} \\
 \Delta_x \text{ (at point of load)} & \dots \dots \dots = \frac{7Pl^3}{768EI} \\
 \Delta_x \left(\text{when } x < \frac{l}{2} \right) & \dots \dots \dots = \frac{Px}{96EI} (3l^2 - 8x^2) \\
 \Delta_x \left(\text{when } x > \frac{l}{2} \right) & \dots \dots \dots = \frac{P}{96EI} (x-l)^2 (11x-2l)
 \end{aligned}$$

Beam Fixed at One End, Supported at Other—Concentrated Load at Any Point



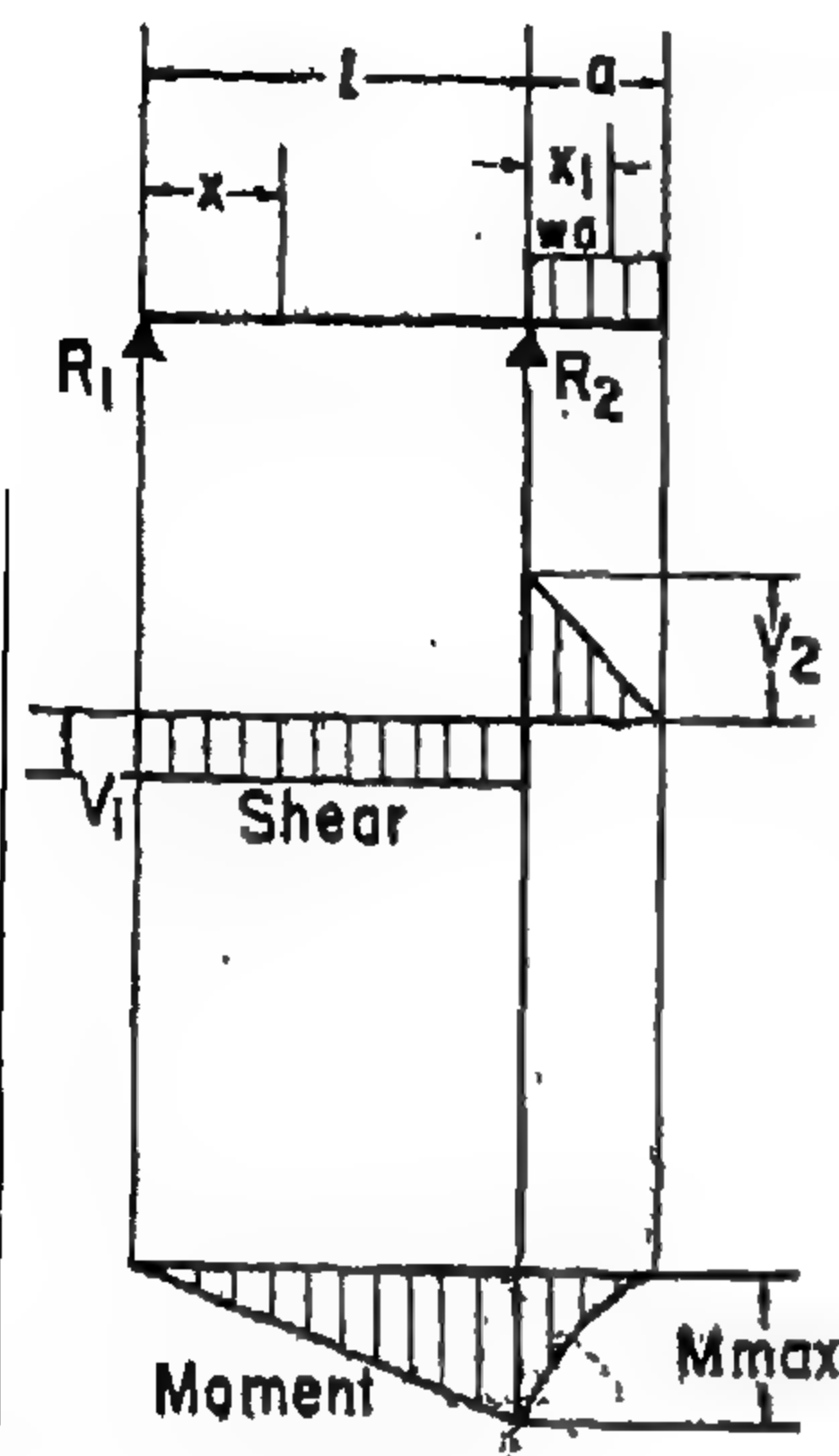
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots\dots\dots = \frac{Pb^3}{2l^3} (a + 2l) \\
 R_2 = V_2 & \dots\dots\dots = \frac{Pa}{2l^3} (3l^2 - a^2) \\
 M_x \text{ (at point of load)} & \dots\dots\dots = R_1 a \\
 M_x \text{ (at fixed end)} & \dots\dots\dots = \frac{Pab}{2l^3} (a + l) \\
 M_x \text{ (when } x < a) & \dots\dots\dots = R_1 x \\
 M_x \text{ (when } x > a) & \dots\dots\dots = R_1 x - P(x - a) \\
 \Delta_{\text{max}} \text{ (when } a < l/4 \text{ at } x = l \frac{l^2 + a^2}{3l^2 - a^2}) & \dots\dots\dots = \frac{Pa}{3EI} \frac{(l^2 - a^2)^2}{(3l^2 - a^2)^2} \\
 \Delta_{\text{max}} \text{ (when } a > l/4 \text{ at } x = l \sqrt{\frac{a}{2l + a}}) & \dots\dots\dots = \frac{Pab^2}{6EI} \sqrt{\frac{a}{2l + a}} \\
 \Delta_a \text{ (at point of load)} & \dots\dots\dots = \frac{Pa^2 b^2}{12EI^3} (3l + a) \\
 \Delta x \text{ (when } x < a) & \dots\dots\dots = \frac{Pb^2 x}{12EI^3} (3al^2 - 2lx^2 - ax^2) \\
 \Delta x \text{ (when } x > a) & \dots\dots\dots = \frac{Pa}{12EI^3} \{l - x\}^2 (3l^2 - a^2 - 2a^2 l)
 \end{aligned}$$

Beam Overhanging One Support—Uniformly Distributed Load



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots\dots\dots = \frac{w}{2l} (l^2 - a^2) \\
 R_2 = V_2 + V_3 & \dots\dots\dots = \frac{wl}{2} (l + a)^2 \\
 V_1 & \dots\dots\dots = wa \\
 V_2 & \dots\dots\dots = \frac{w}{2l} (l^2 + a^2) \\
 V_3 \text{ (between supports)} & \dots\dots\dots = R_1 - wx \\
 V_3 \text{ (for overhang)} & \dots\dots\dots = w(a - x_1) \\
 M_1 \text{ (at } x = \frac{l}{2} [1 - \frac{a^2}{l^2}]) & \dots\dots\dots = \frac{w}{8l^2} (l + a)^2 (l - a)^2 \\
 M_1 \text{ (at } R_2) & \dots\dots\dots = \frac{wa^2}{2} \\
 M_x \text{ (between supports)} & \dots\dots\dots = \frac{wx}{2l} (l^2 - a^2 - xl) \\
 M_x \text{ (for overhang)} & \dots\dots\dots = \frac{lw}{2} (a - x_1)^2 \\
 \Delta x \text{ (between supports)} & \dots\dots\dots = \frac{wx}{24EI} \{l^4 - 2l^2 x^2 + lx^3 - 2a^2 l^2 + 2a^2 x^2\} \\
 \Delta x \text{ (for overhang)} & \dots\dots\dots = \frac{wx_1}{24EI} \{4a^2 l - l^2 + 6a^2 x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3\}
 \end{aligned}$$

Beam Overhanging One Support—Uniformly Distributed Load on Overhang



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{wa^2}{2l}$$

$$R_2 = V_2 + V_1 \dots \dots \dots = \frac{wa}{2l} (2l + a)$$

$$V_2 \dots \dots \dots = wa$$

$$V_{x_1} \text{ (for overhang) } \dots \dots \dots = w(a - x_1)$$

$$M_{\text{max. (at } R_2)} \dots \dots \dots = \frac{wa^2}{2}$$

$$M_x \text{ (between supports) } \dots \dots \dots = \frac{wa^2 x}{2l}$$

$$M_{x_1} \text{ (for overhang) } \dots \dots \dots = \frac{w}{2} (a - x_1)^2$$

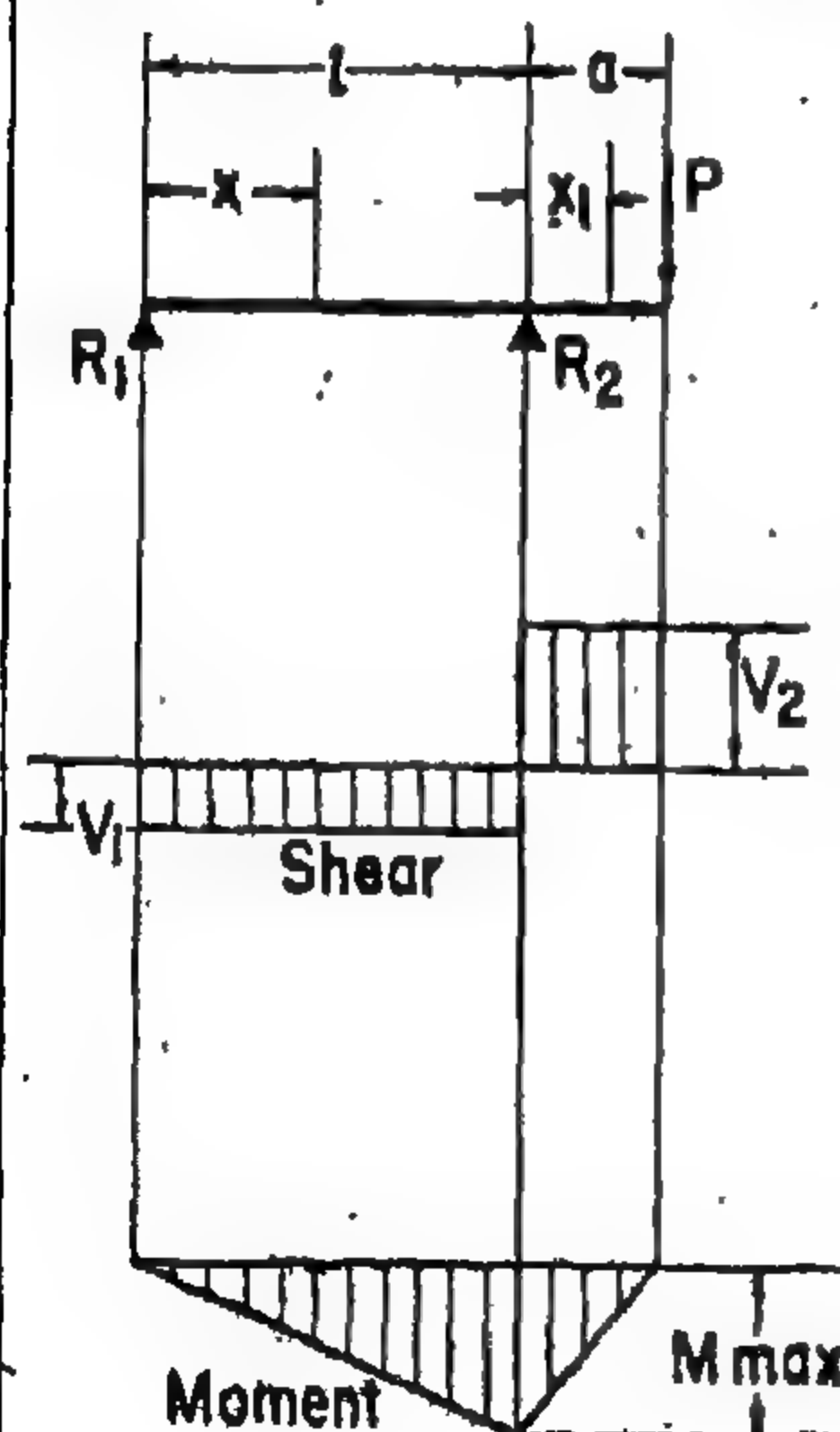
$$\Delta_{\text{max. (between supports at } x = \frac{l}{\sqrt{3}})} = \frac{wa^3 l^2}{18 \sqrt{3} EI} = 0.03208 \frac{wa^3 l^2}{EI}$$

$$\Delta_{\text{max. (for overhang at } x_1 = a)} = \frac{wa^4}{24EI} (4l + 3a)$$

$$\Delta_x \text{ (between supports) } \dots \dots \dots = \frac{wa^2 x}{12EI} (l^2 - x^2)$$

$$\Delta_{x_1} \text{ (for overhang) } \dots \dots \dots = \frac{wx_1}{24EI} (4a^2 l + 6a^2 x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$$

Beam Overhanging One Support—Concentrated Load at End of Overhang



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{Pa}{l}$$

$$R_2 = V_2 + V_1 \dots \dots \dots = \frac{P}{l} (l + a)$$

$$V_2 \dots \dots \dots = P$$

$$M_{\text{max. (at } R_2)} \dots \dots \dots = Pa$$

$$M_x \text{ (between supports) } \dots \dots \dots = \frac{Pax}{l}$$

$$M_{x_1} \text{ (for overhang) } \dots \dots \dots = P(a - x_1)$$

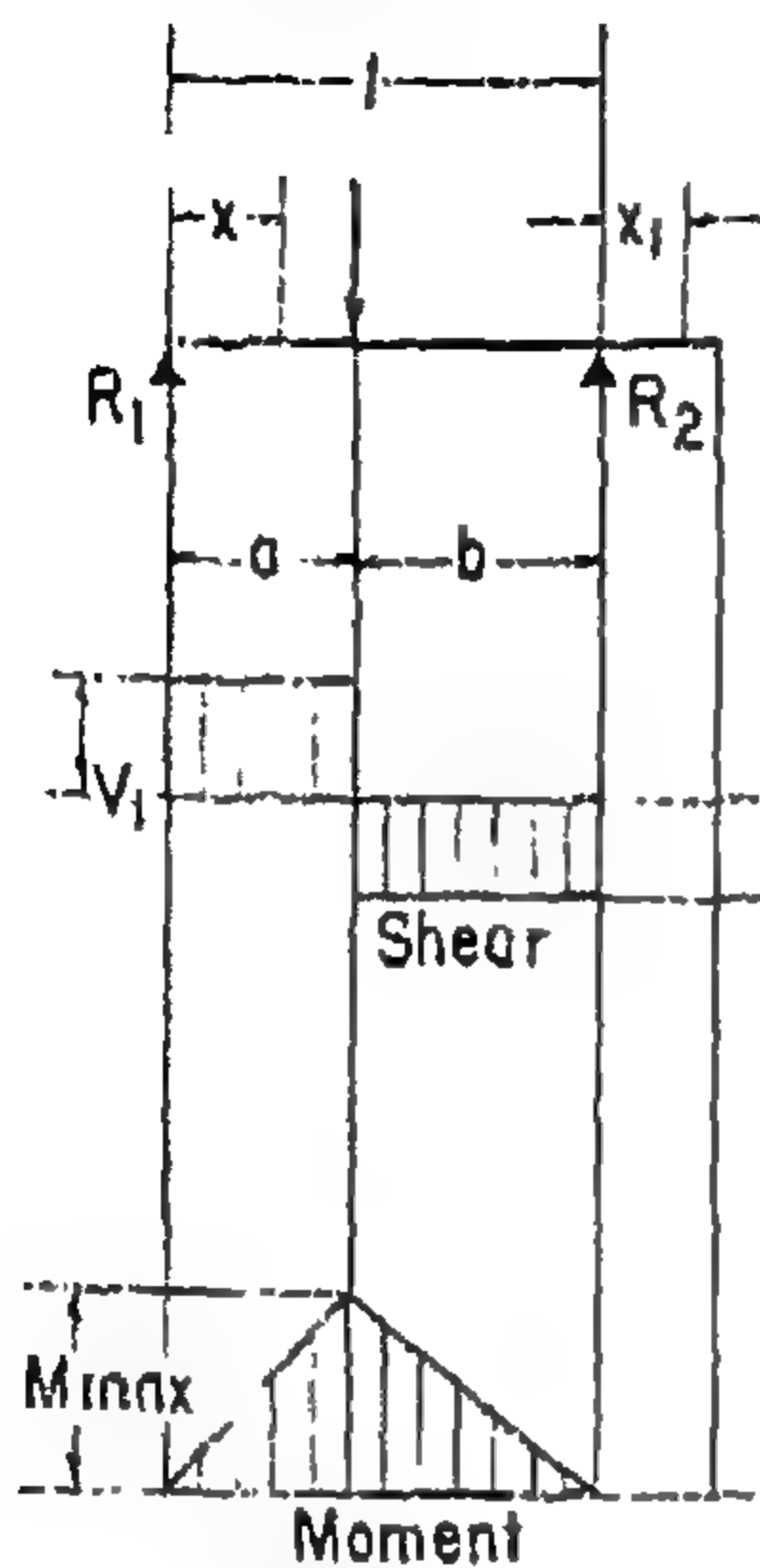
$$\Delta_{\text{max. (between supports at } x = \frac{l}{\sqrt{3}})} = \frac{Pa l^2}{9 \sqrt{3} EI} = 0.0415 \frac{Pa l^2}{EI}$$

$$\Delta_{\text{max. (for overhang at } x_1 = a)} = \frac{Pa^3}{3EI} (l + a)$$

$$\Delta_x \text{ (between supports) } \dots \dots \dots = \frac{Pax}{6EI} (l^2 - 2lx + x^2)$$

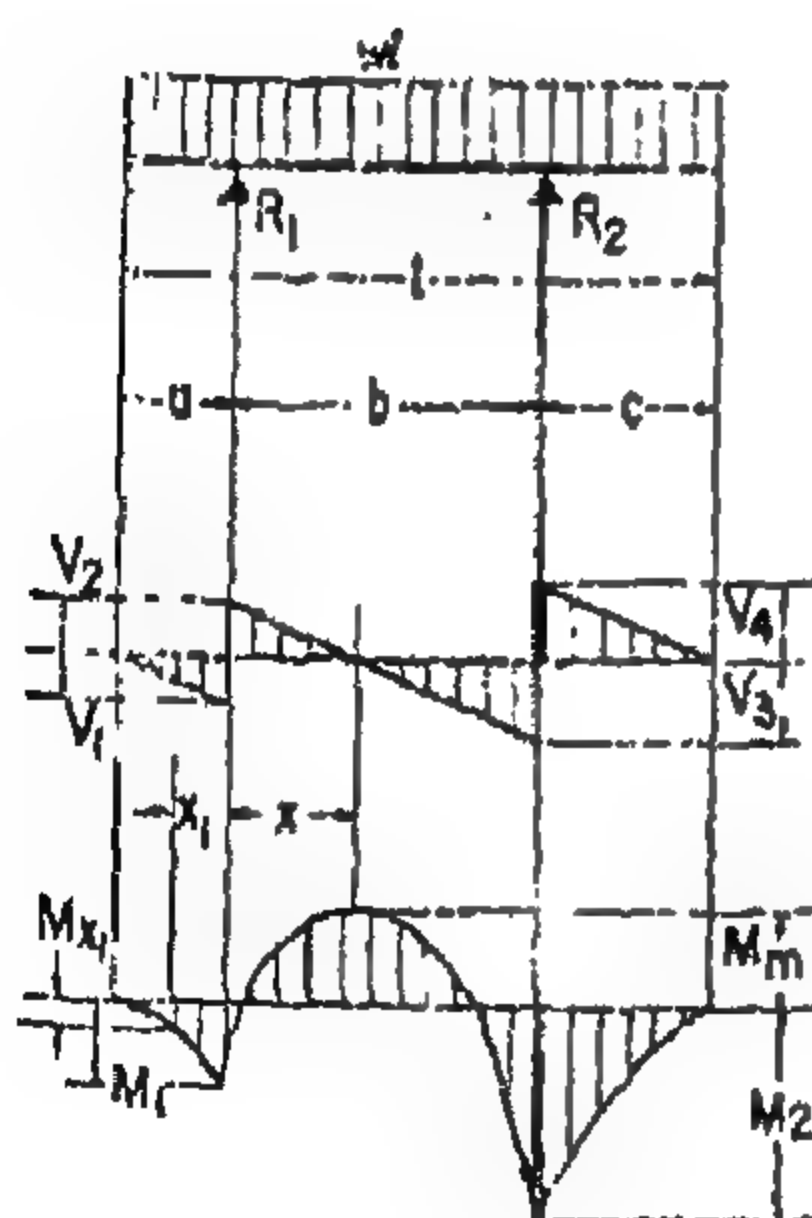
$$\Delta_{x_1} \text{ (for overhang) } \dots \dots \dots = \frac{Px_1}{6EI} (2al + 3ax_1 - x_1^2)$$

Beam Overhanging One Support—Concentrated Load at Any Point Between Supports



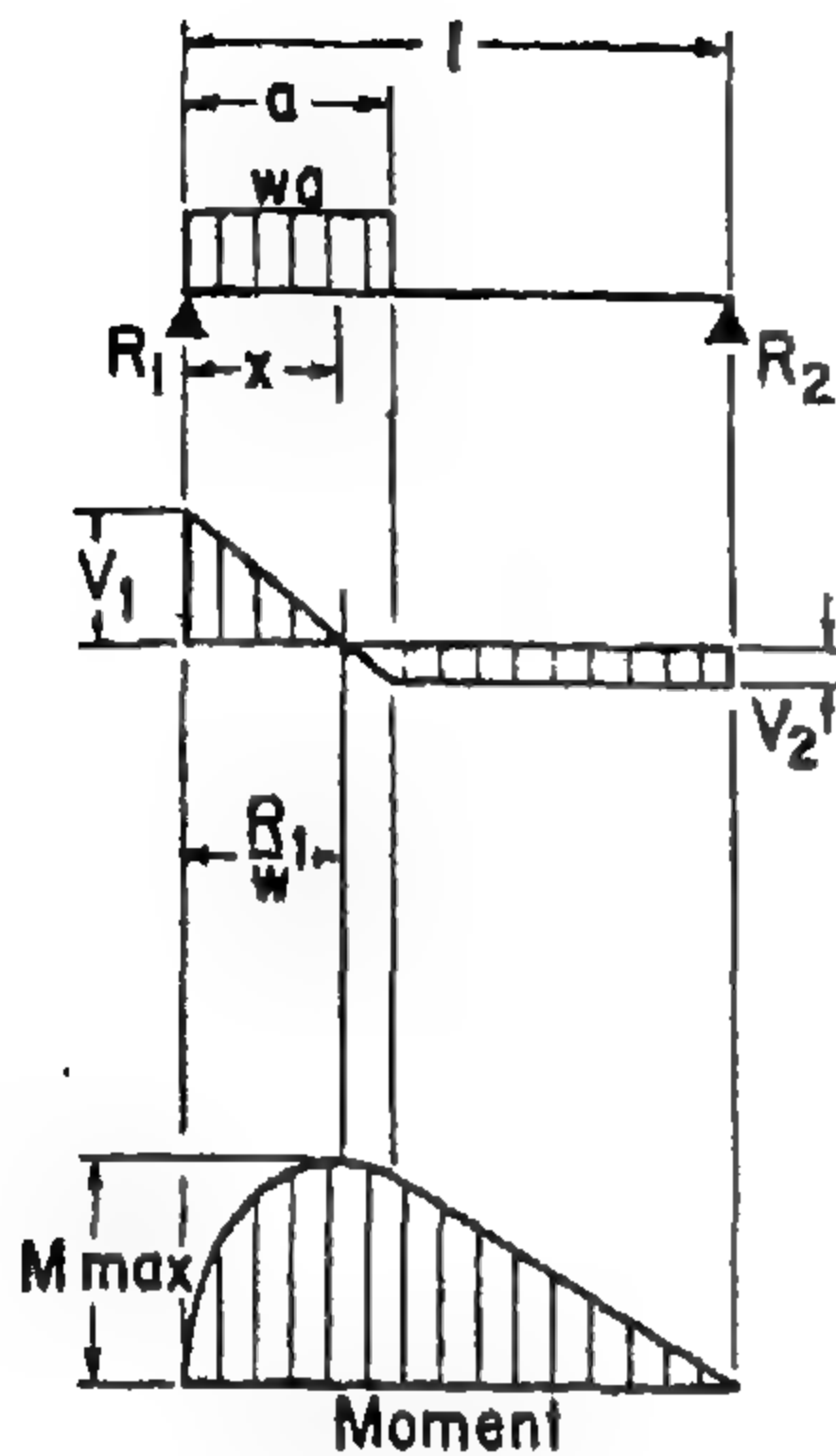
$$\begin{aligned}
 R_1 &= V_1 \left(\text{max. when } a < b \right) \dots\dots\dots = \frac{Pb}{l} \\
 R_2 &= V_2 \left(\text{max. when } a > b \right) \dots\dots\dots = \frac{Pa}{l} \\
 M_{\text{max.}} &\left(\text{at point of load} \right) \dots\dots\dots = \frac{Pab}{l} \\
 M_x &\left(\text{when } x < a \right) \dots\dots\dots = \frac{Pbx}{l} \\
 \Delta_{\text{max.}} &\left(\text{at } x = \sqrt{\frac{a(a+2b)}{3}} \text{ when } a > b \right) = \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI l} \\
 \Delta_a &\left(\text{at point of load} \right) \dots\dots\dots = \frac{Pa^2b^3}{3EI l} \\
 \Delta_x &\left(\text{when } x < a \right) \dots\dots\dots = \frac{Pbx}{6EI l} (l^2 - b^2 - x^2) \\
 \Delta_x &\left(\text{when } x > a \right) \dots\dots\dots = \frac{Pa(l-x)}{6EI l} (2lx - x^3 - a^3) \\
 \Delta_{x_1} &\dots\dots\dots = \frac{Pabx_1}{6EI l} (l+a)
 \end{aligned}$$

Beam Overhanging Both Supports—Unequal Overhangs—Uniformly Distributed Load



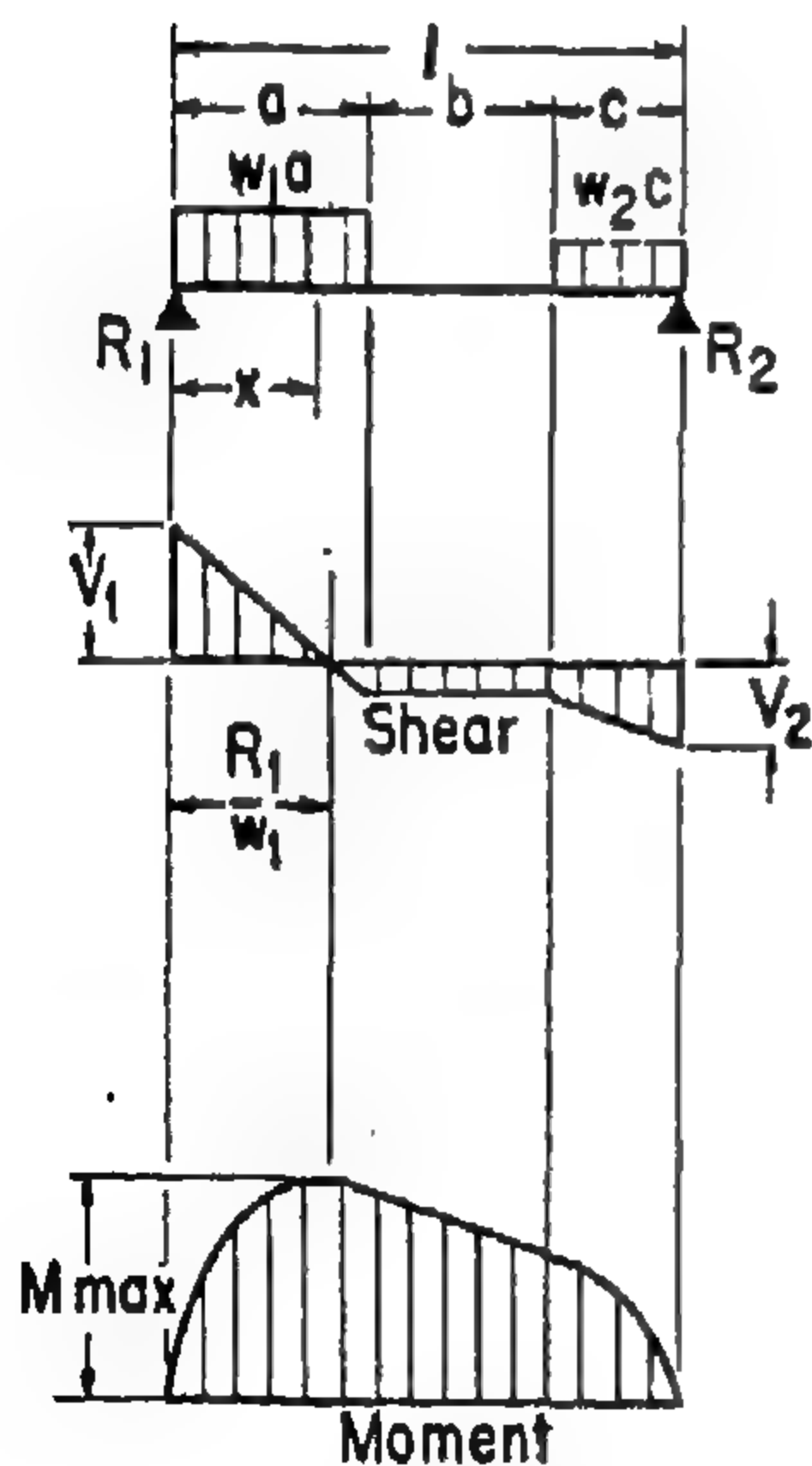
$$\begin{aligned}
 R_1 &\dots\dots\dots = \frac{wl(l-2c)}{2b} \\
 R_2 &\dots\dots\dots = \frac{wl(l-2a)}{2b} \\
 V_1 &\dots\dots\dots = wa \\
 V_2 &\dots\dots\dots = R_1 - V_1 \\
 V_3 &\dots\dots\dots = R_2 - V_1 \\
 V_4 &\dots\dots\dots = wc \\
 V_{x_1} &\dots\dots\dots = V_1 - wx_1 \\
 V_x &\left(\text{when } x < l \right) \dots\dots\dots = R_1 - w(a+x_1) \\
 V_m &\left(\text{when } a < c \right) \dots\dots\dots = R_2 - wc \\
 M_1 &\dots\dots\dots = -\frac{wa^2}{2} \\
 M_2 &\dots\dots\dots = -\frac{wc^2}{2} \\
 M_m &\dots\dots\dots = R_1 \left(\frac{R_2}{2w} - a \right) \\
 M_x &\left(\text{max. when } x = \frac{R_1}{w} - a \right) \dots\dots = R_1x - \frac{w(a+x)^2}{2}
 \end{aligned}$$

Simple Beam—Uniform Load Partially Distributed at One End



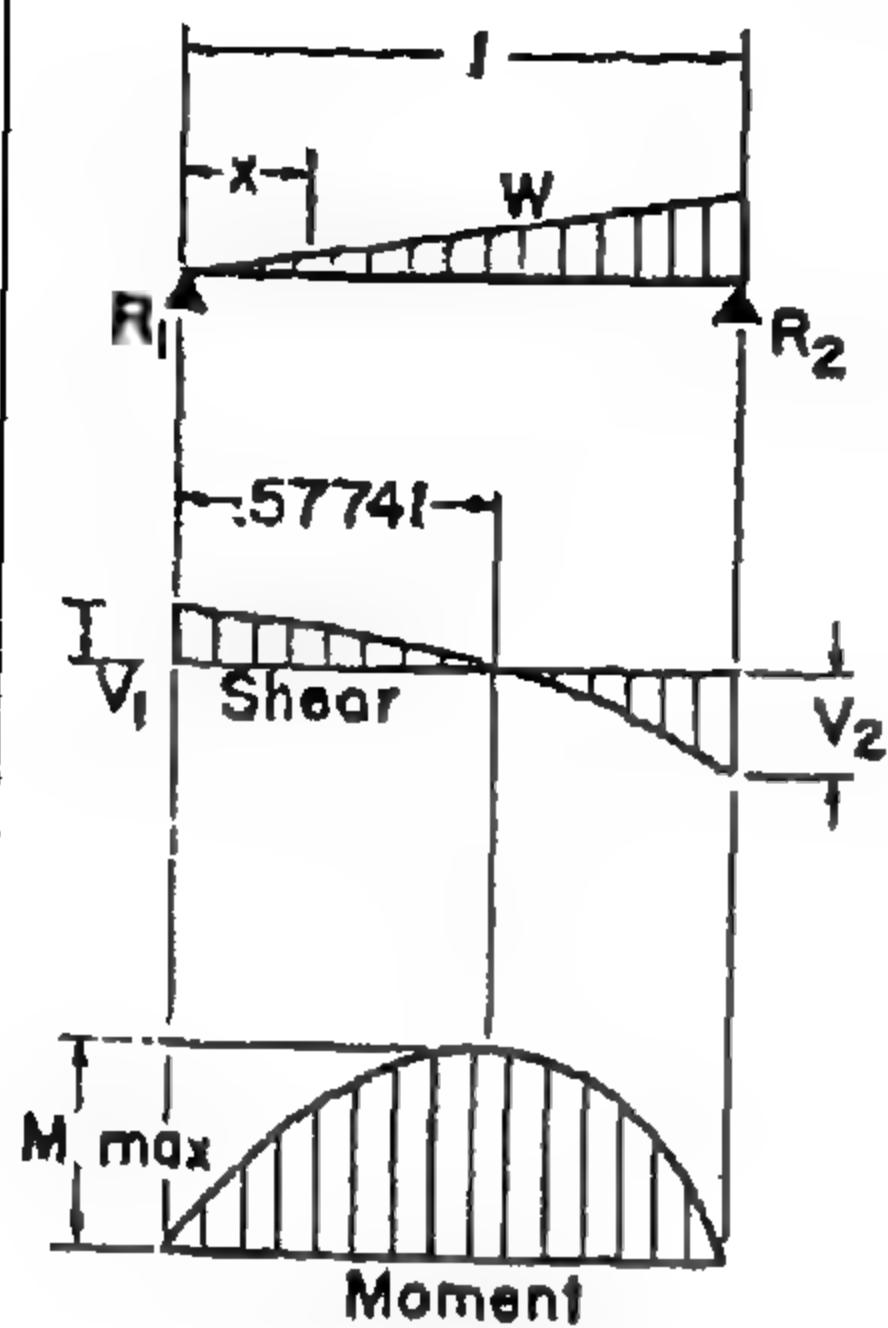
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 \text{ max.} & \dots \dots \dots = \frac{wa}{2l} (2l - a) \\
 R_2 = V_2 & \dots \dots \dots = \frac{wa^2}{2l} \\
 V_x \quad (\text{when } x < a) & \dots \dots \dots = R_1 - wx \\
 M \text{ max. (at } x = \frac{R_1}{w}) & \dots \dots \dots = \frac{R_1^2}{2w} \\
 M_x \quad (\text{when } x < a) & \dots \dots \dots = R_1 x - \frac{wx^2}{2} \\
 M_x \quad (\text{when } x > a) & \dots \dots \dots = R_2 (l - x) \\
 \Delta x \quad (\text{when } x < a) & \dots \dots \dots = \frac{wx}{24EI} (a^2 \{2l - a\}^2 - 2ax^2 \{2l - a\} + lx^3) \\
 \Delta x \quad (\text{when } x > a) & \dots \dots \dots = \frac{wa^3 \{l - x\}}{24EI} (4xl - 2x^2 - a^2)
 \end{aligned}$$

Simple Beam—Uniform Load Partially Distributed at Each End



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots \dots \dots = \frac{w_1 a \{2l - a\} + w_2 c^2}{2l} \\
 R_2 = V_2 & \dots \dots \dots = \frac{w_2 c \{2l - c\} + w_1 a^2}{2l} \\
 V_x \quad (\text{when } x < a) & \dots \dots \dots = R_1 - w_1 x \\
 V_x \quad (\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)) & \dots \dots \dots = R_2 - R_1 \\
 V_x \quad (\text{when } x > (a + b)) & \dots \dots \dots = R_2 - w_2 (l - x) \\
 M \text{ max. (at } x = \frac{R_1}{w_1} \text{ when } R_1 < w_1 a) & \dots \dots \dots = \frac{R_1^2}{2w_1} \\
 M \text{ max. (at } x = l - \frac{R_2}{w_2} \text{ when } R_2 < w_2 c) & \dots \dots \dots = \frac{R_2^2}{2w_2} \\
 M_x \quad (\text{when } x < a) & \dots \dots \dots = R_1 x - \frac{w_1 x^2}{2} \\
 M_x \quad (\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)) & \dots \dots \dots = R_1 x - \frac{w_1 a}{2} (2x - a) \\
 M_x \quad (\text{when } x > (a + b)) & \dots \dots \dots = R_2 (l - x) - \frac{w_2 \{l - x\}^2}{2}
 \end{aligned}$$

Simple Beam—Load Increasing Uniformly to One End



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{W}{3}$$

$$R_2 = V_2 \text{ max.} \dots \dots \dots = \frac{2W}{3}$$

$$V_x \dots \dots \dots = \frac{W}{3} - \frac{Wx^2}{l^3}$$

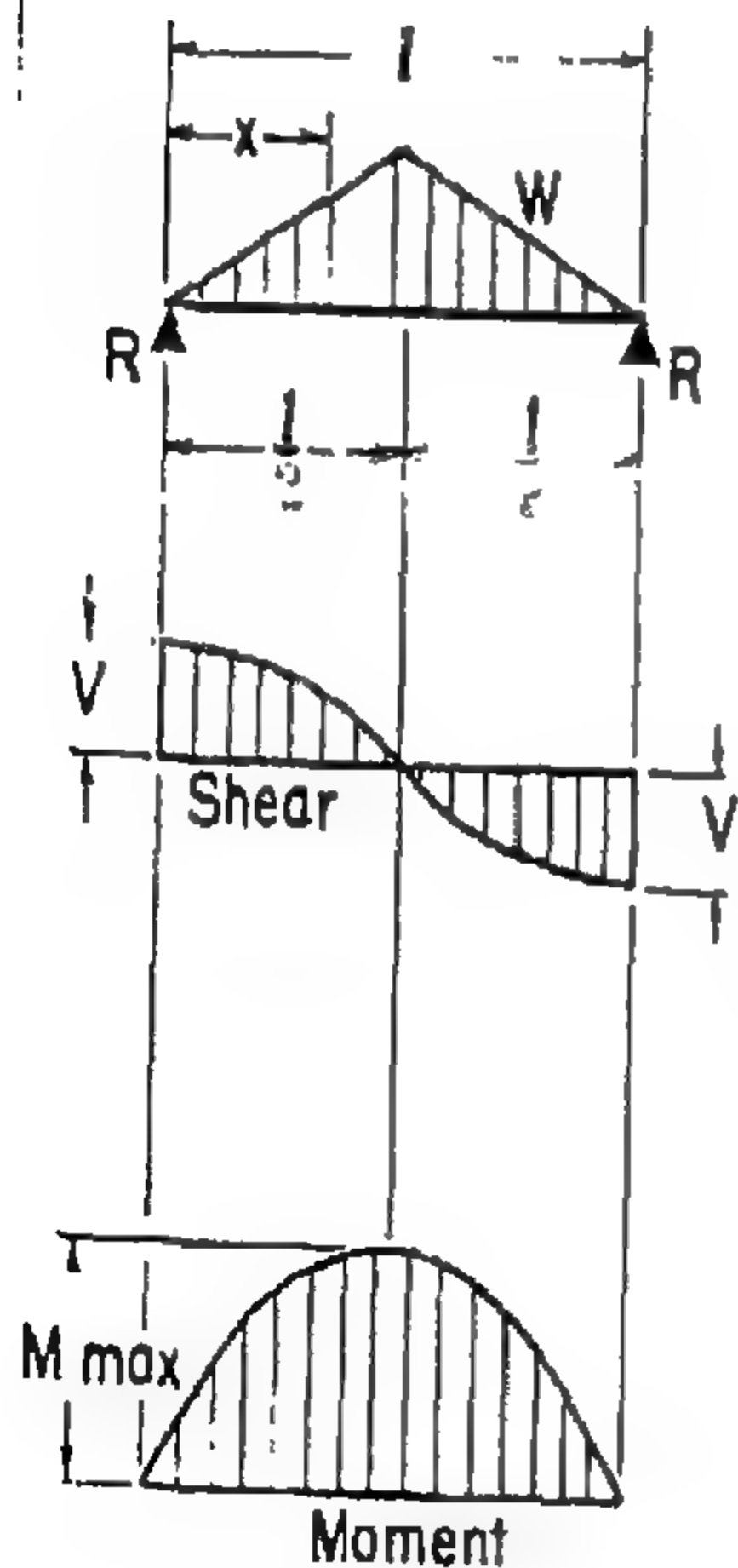
$$M \text{ max. (at } x = \frac{l}{\sqrt{3}} = .5774l) \dots \dots = \frac{2Wl}{9\sqrt{3}} = .1283 Wl$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{Wx}{3l^3} (l^3 - x^3)$$

$$\Delta \text{ max. (at } x = l\sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}} = .8193l) = .01304 \frac{Wl^3}{EI}$$

$$\Delta x \dots \dots \dots = \frac{Wx}{180EI l^3} (3x^4 - 10l^2x^2 + 7l^4)$$

Simple Beam—Load Increasing Uniformly to Center



$$R = V \dots \dots \dots = \frac{W}{2}$$

$$V_x \text{ (when } x < \frac{l}{2}) \dots \dots \dots = \frac{W}{2l^3} (l^3 - 4x^3)$$

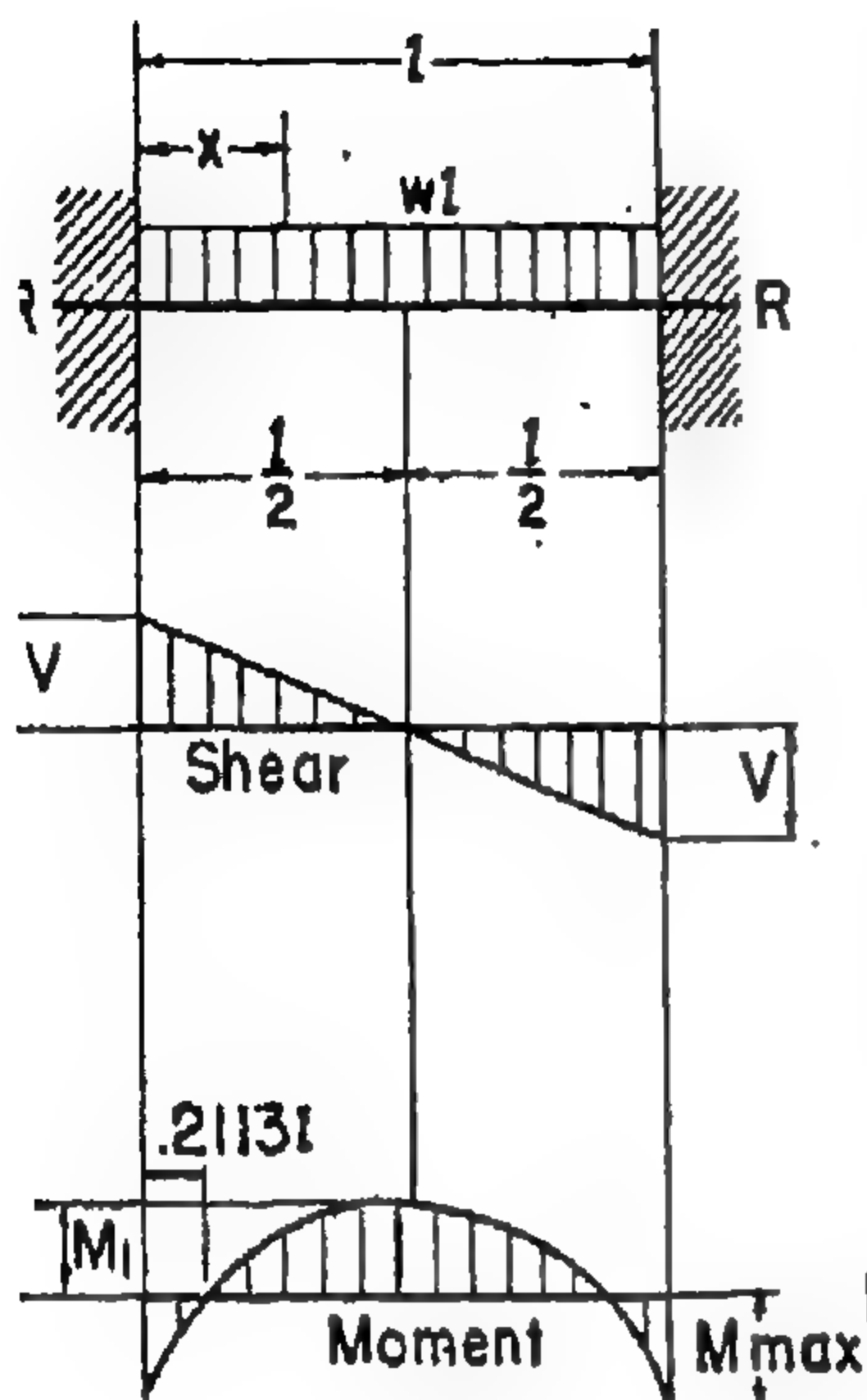
$$V \text{ max. (at center)} \dots \dots \dots = \frac{Wl}{6}$$

$$M_x \text{ (when } x < \frac{l}{2}) \dots \dots \dots = Wx \left(\frac{l}{2} - \frac{2x^2}{3l^2} \right)$$

$$\Delta \text{ max. (at center)} \dots \dots \dots = \frac{Wl^3}{60EI}$$

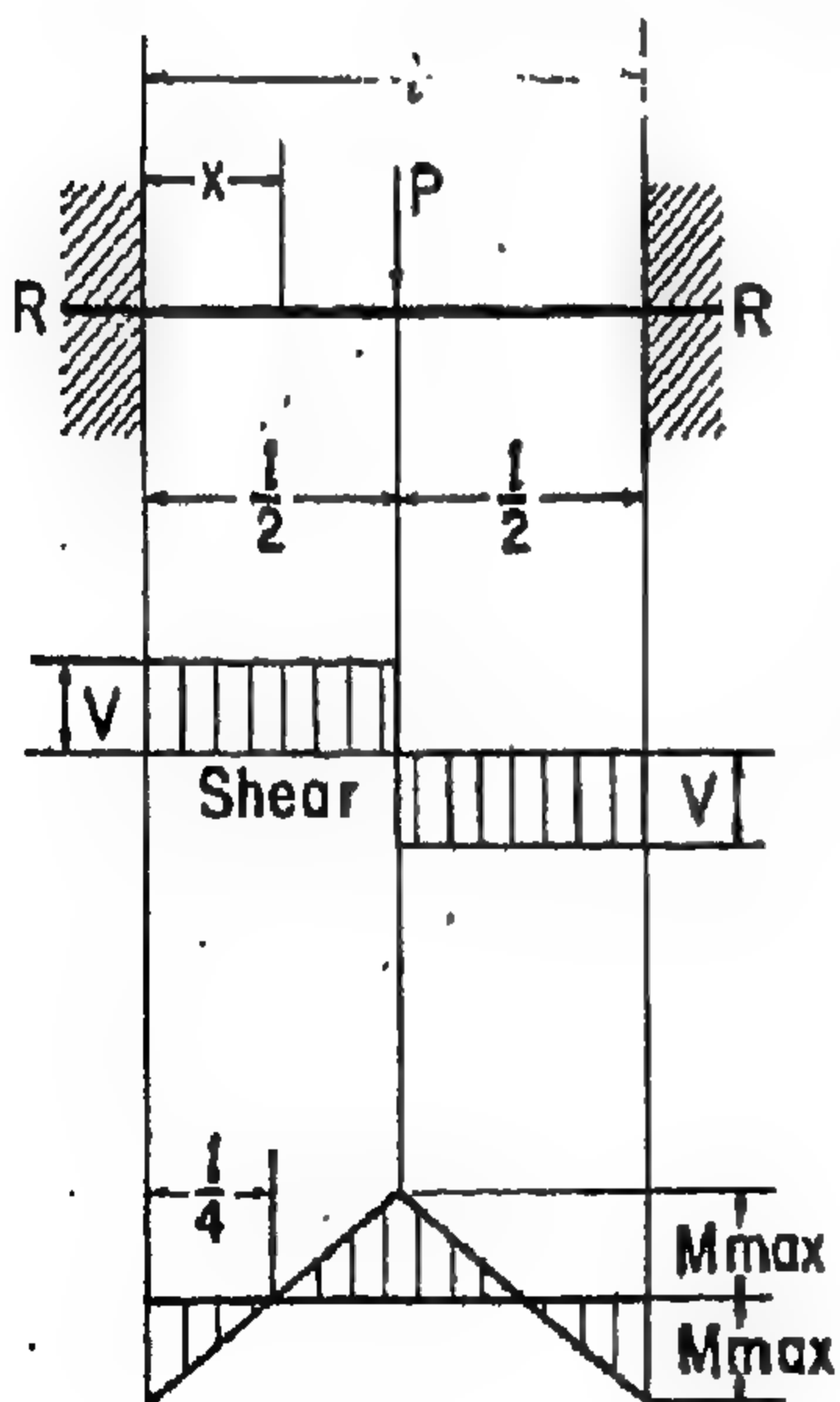
$$\Delta x \dots \dots \dots = \frac{Wx}{480EI l^3} (5l^3 - 4x^2)^2$$

Beam Fixed at Both Ends—Uniformly Distributed Load



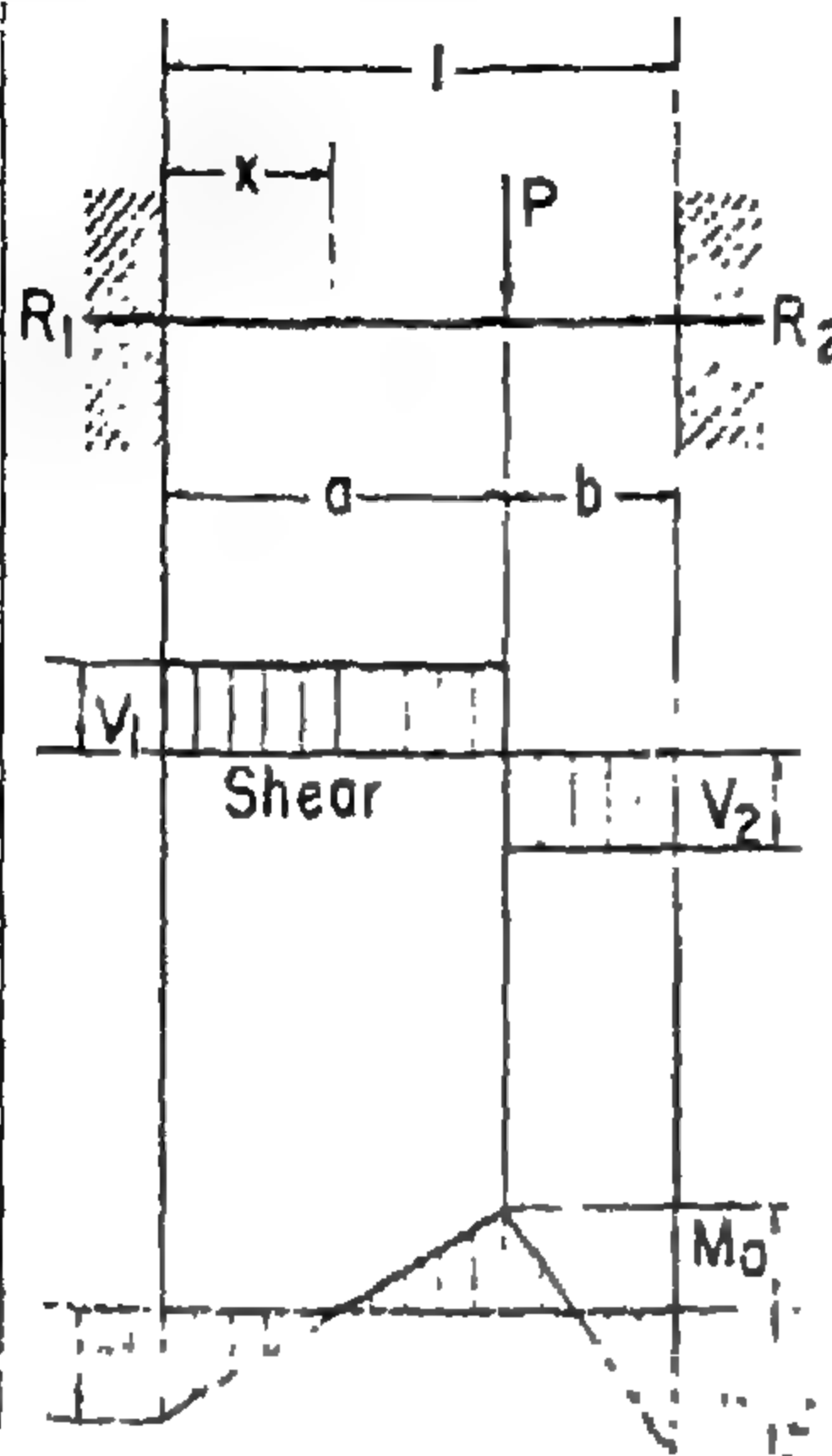
$$\begin{aligned}
 R = V & \dots \dots \dots = \frac{wl}{2} \\
 V_x & \dots \dots \dots = w \left(\frac{l}{2} - x \right) \\
 M_{\text{max. (at ends)}} & \dots \dots \dots = \frac{wl^2}{12} \\
 M_x \text{ (at center)} & \dots \dots \dots = \frac{wl^2}{24} \\
 M_x & \dots \dots \dots = \frac{w}{12} (6lx - l^2 - 6x^2) \\
 \Delta_{\text{max. (at center)}} & \dots \dots \dots = \frac{wl^4}{384EI} \\
 \Delta_x & \dots \dots \dots = \frac{wx^3}{24EI} (l - x)^2
 \end{aligned}$$

Beam Fixed at Both Ends—Concentrated Load at Center



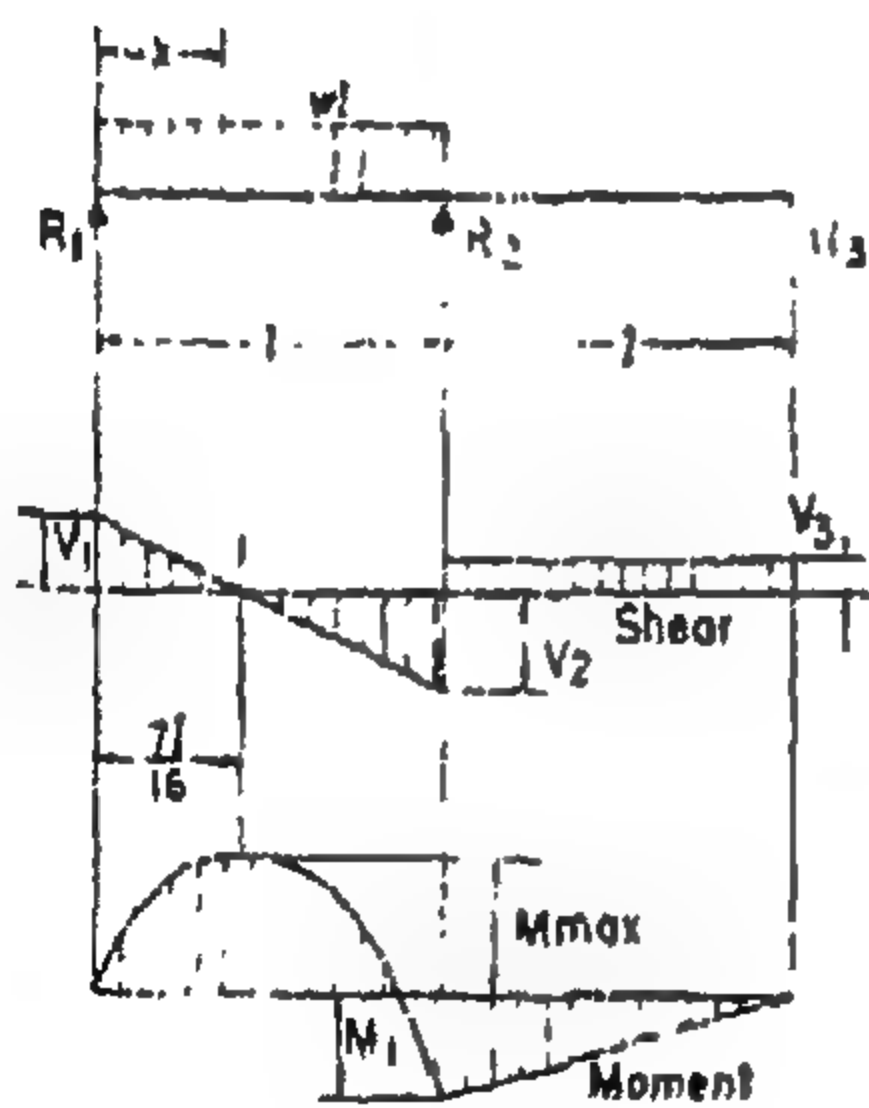
$$\begin{aligned}
 R = V & \dots \dots \dots = \frac{P}{2} \\
 M_{\text{max. (at center and ends)}} & \dots \dots \dots = \frac{Pl}{8} \\
 M_x \text{ (when } x < \frac{l}{2}) & \dots \dots \dots = \frac{P}{8} (4x - l) \\
 \Delta_{\text{max. (at center)}} & \dots \dots \dots = \frac{Pl^3}{192EI} \\
 \Delta_x & \dots \dots \dots = \frac{Px^3}{48EI} (3l - 4x)
 \end{aligned}$$

Beam Fixed at Both Ends—Concentrated Load at Any Point



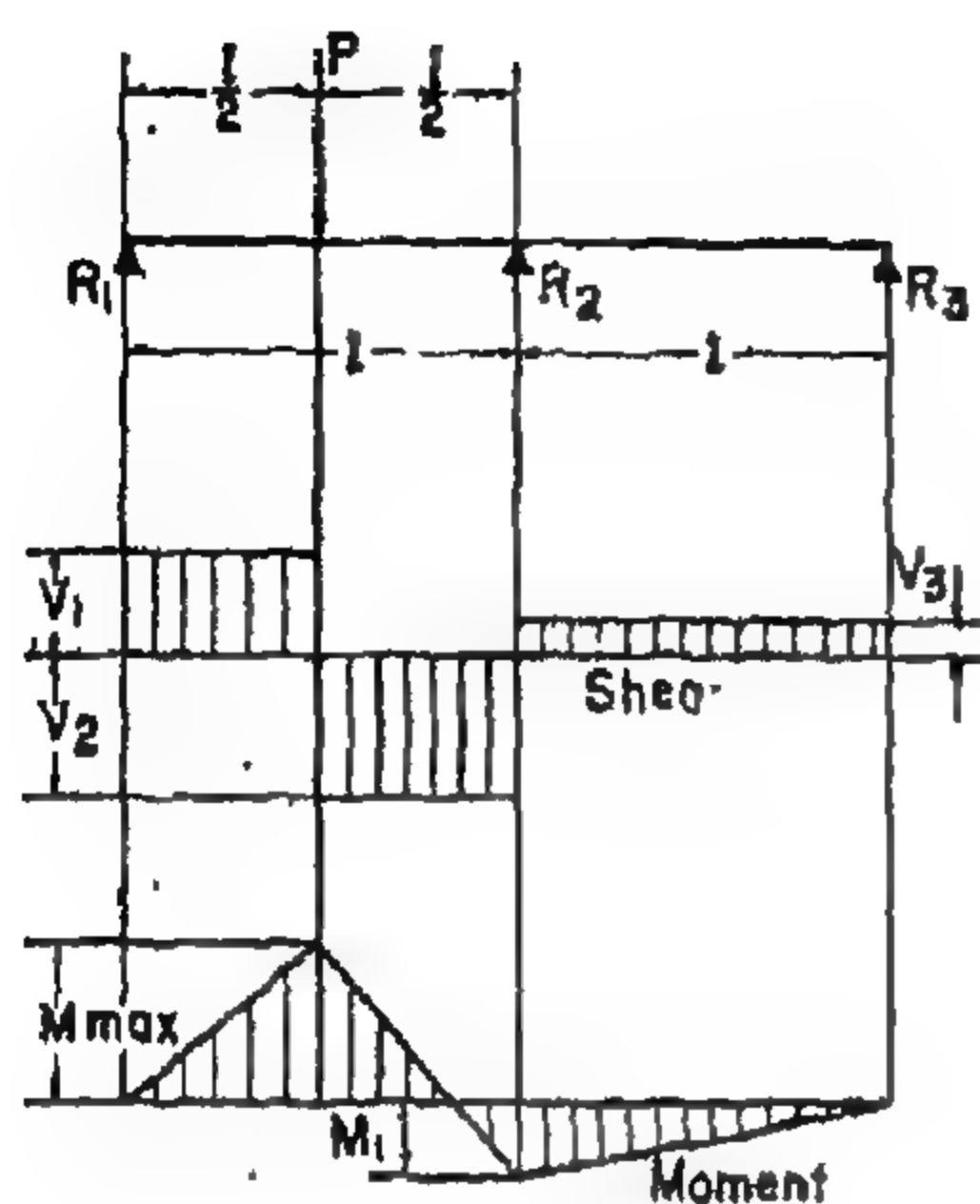
$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 \left(\text{max. when } a < b \right) & \dots \dots = \frac{Pb^3}{l^3} (3a + b) \\
 R_2 = V_2 \left(\text{max. when } a > b \right) & \dots \dots = \frac{Pa^3}{l^3} (a + 3b) \\
 M_1 \left(\text{max. when } a < b \right) & \dots \dots = \frac{Pab^3}{l^3} \\
 M_2 \left(\text{max. when } a > b \right) & \dots \dots = \frac{Pa^3b}{l^3} \\
 M_o \left(\text{at point of load} \right) & \dots \dots = \frac{2Pa^2b^2}{l^3} \\
 M_x \left(\text{when } x < a \right) & \dots \dots = R_1x - \frac{Pab^3}{l^3} \\
 \Delta_{\text{max}} \left(\text{when } a > b \text{ at } x = \frac{2al}{3a+b} \right) & \dots \dots = \frac{2Pa^3b^3}{3EI(3a+b)^3} \\
 \Delta_x \left(\text{at point of load} \right) & \dots \dots = \frac{Pa^3b^3}{3EI l^3} \\
 \Delta_x \left(\text{when } x < a \right) & \dots \dots = \frac{Pb^3x^3}{6EI l^3} (3al - 3ax - b^2)
 \end{aligned}$$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Uniform Load on One Span



$$\begin{aligned}
 R_1 = V_1 & \dots \dots = \frac{7}{16} wl \\
 R_2 = V_2 + V_3 & \dots \dots = \frac{5}{8} wl \\
 R_3 = V_3 & \dots \dots = \frac{1}{16} wl \\
 V_1 & \dots \dots = \frac{9}{16} wl \\
 M_{\text{max.}} \left(\text{at } x = \frac{7}{16} l \right) & \dots \dots = \frac{49}{512} wl^2 \\
 M_1 \left(\text{at support } R_2 \right) & \dots \dots = \frac{1}{16} wl^2 \\
 M_x \left(\text{when } x < l \right) & \dots \dots = \frac{wx}{16} (7l - 8x)
 \end{aligned}$$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Concentrated Load at Center of One Span



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{13}{32} P$$

$$R_2 = V_2 + V_3 \dots \dots \dots = \frac{11}{16} P$$

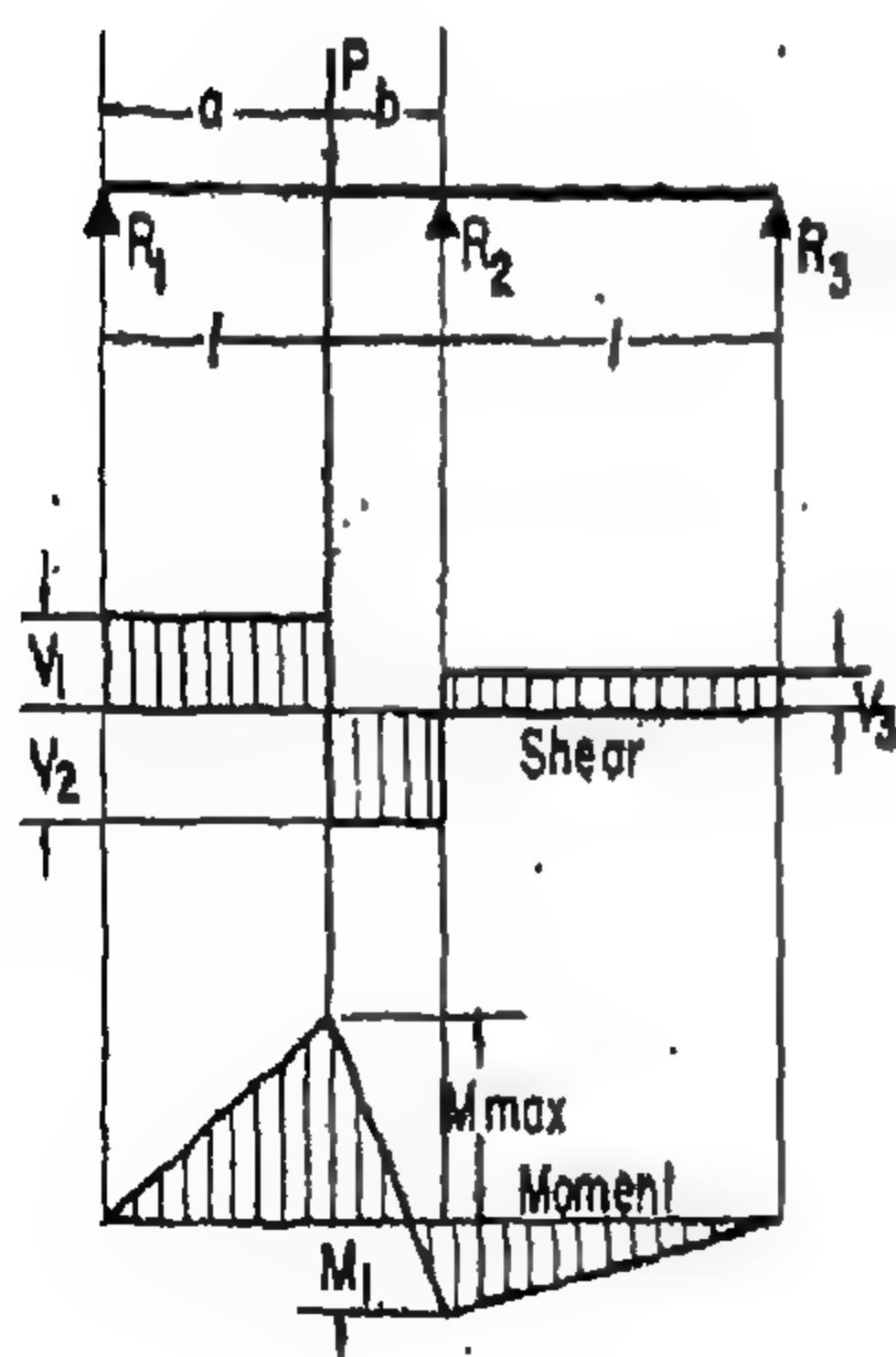
$$R_3 = V_3 \dots \dots \dots = -\frac{3}{32} P$$

$$V_2 \dots \dots \dots = \frac{19}{32} P$$

$$M \text{ max. (at point of load) } \dots \dots \dots = \frac{13}{64} Pl$$

$$M_1 \text{ (at support } R_2) \dots \dots \dots = \frac{3}{32} Pl$$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Concentrated Load at Any Point



$$R_1 = V_1 \dots \dots \dots = \frac{Pb}{4l^3} (4l^3 - a[l + a])$$

$$R_2 = V_2 + V_3 \dots \dots \dots = \frac{Pa}{2l^3} (2l^3 + b[l + a])$$

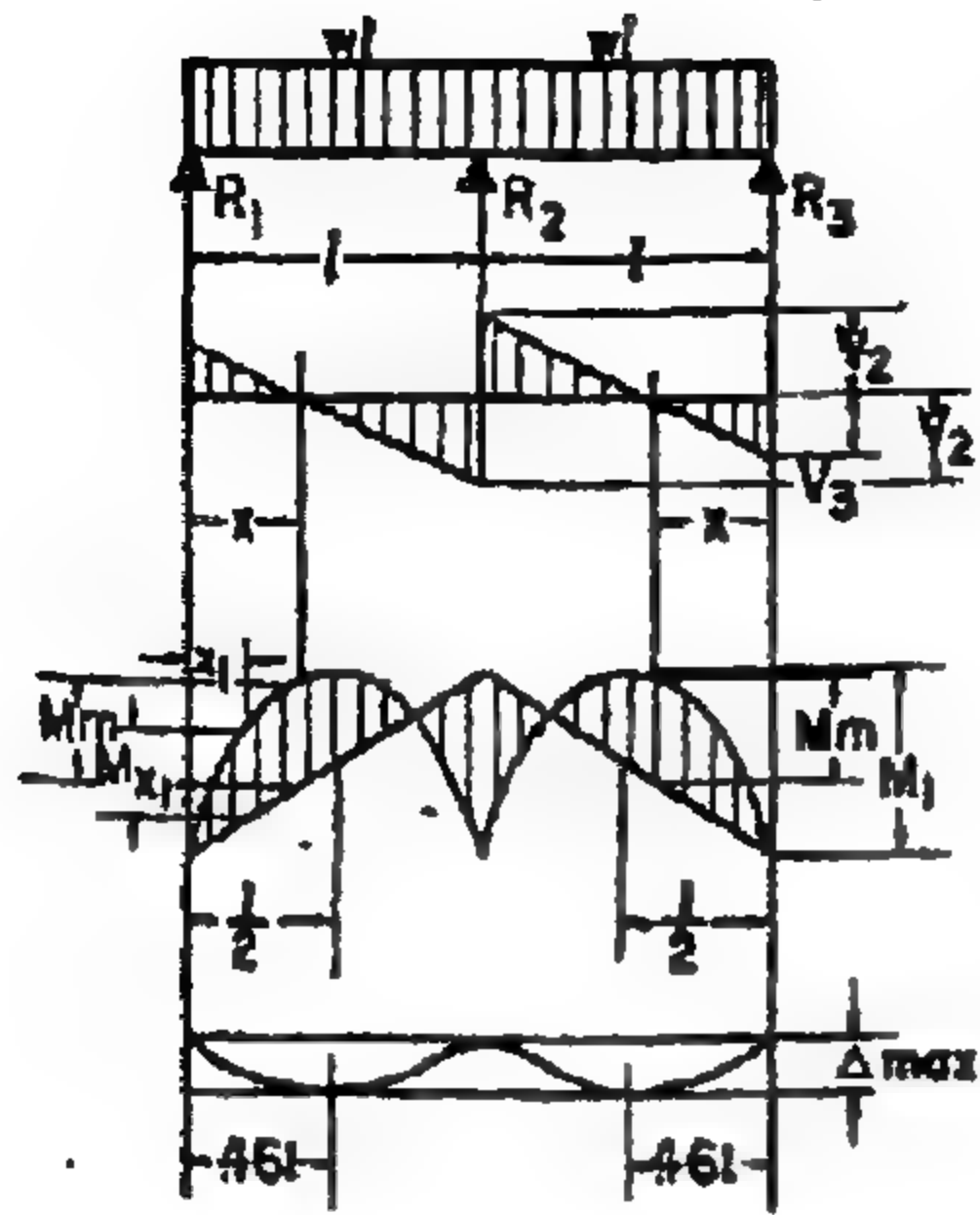
$$R_3 = V_3 \dots \dots \dots = \frac{Pab}{4l^3} [l + a]$$

$$V_2 \dots \dots \dots = \frac{Pa}{4l^3} (4l^3 + b[l + a])$$

$$M \text{ max. (at point of load) } \dots \dots \dots = \frac{Pab}{4l^3} (4l^3 - a[l + a])$$

$$M_1 \text{ (at support } R_2) \dots \dots \dots = \frac{Pab}{4l^3} [l + a]$$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Uniformly Distributed Load



$$R_1 = V_1 = R_3 = V_3 \dots \dots \dots = \frac{3wl}{8}$$

$$R_2 \dots \dots \dots = \frac{10wl}{8}$$

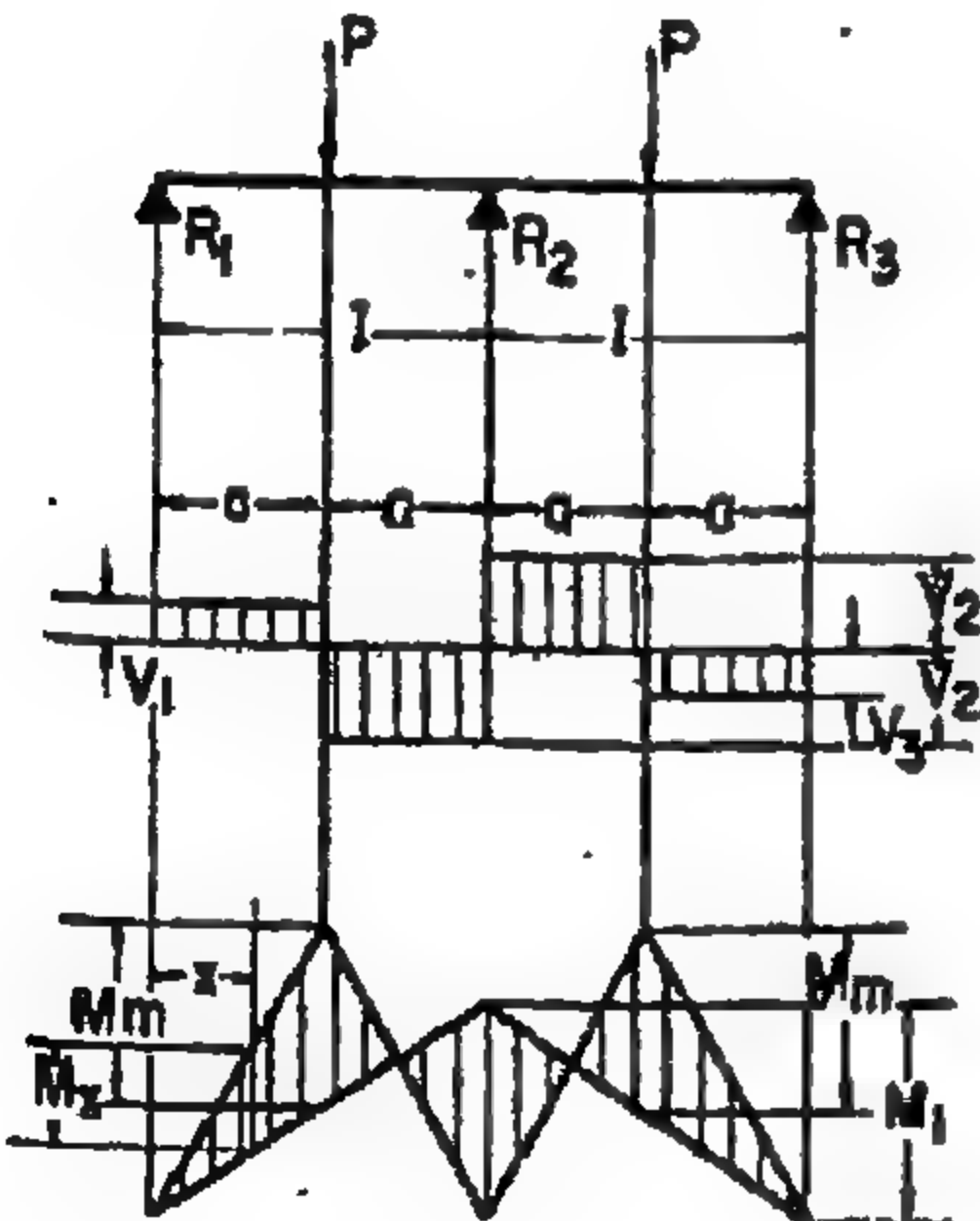
$$V_2 = V_{\max} \dots \dots \dots = \frac{5wl}{8}$$

$$M_1 \dots \dots \dots = -\frac{wl^2}{8}$$

$$M_{\max} \left(\text{at } \frac{3l}{8} \right) \dots \dots \dots = \frac{9wl^2}{128}$$

$$\Delta_{\max} \left(\text{at } 0.46l, \text{ approx, from } R_2 \text{ and } R_3 \right) = \frac{wl^4}{185EI}$$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Two Equal Concentrated Loads Symmetrically Placed



$$R_1 = V_1 = R_3 = V_3 \dots \dots \dots = \frac{5P}{16}$$

$$R_2 = 2V_2 \dots \dots \dots = \frac{11P}{8}$$

$$V_2 = P - R_1 \dots \dots \dots = \frac{11P}{16}$$

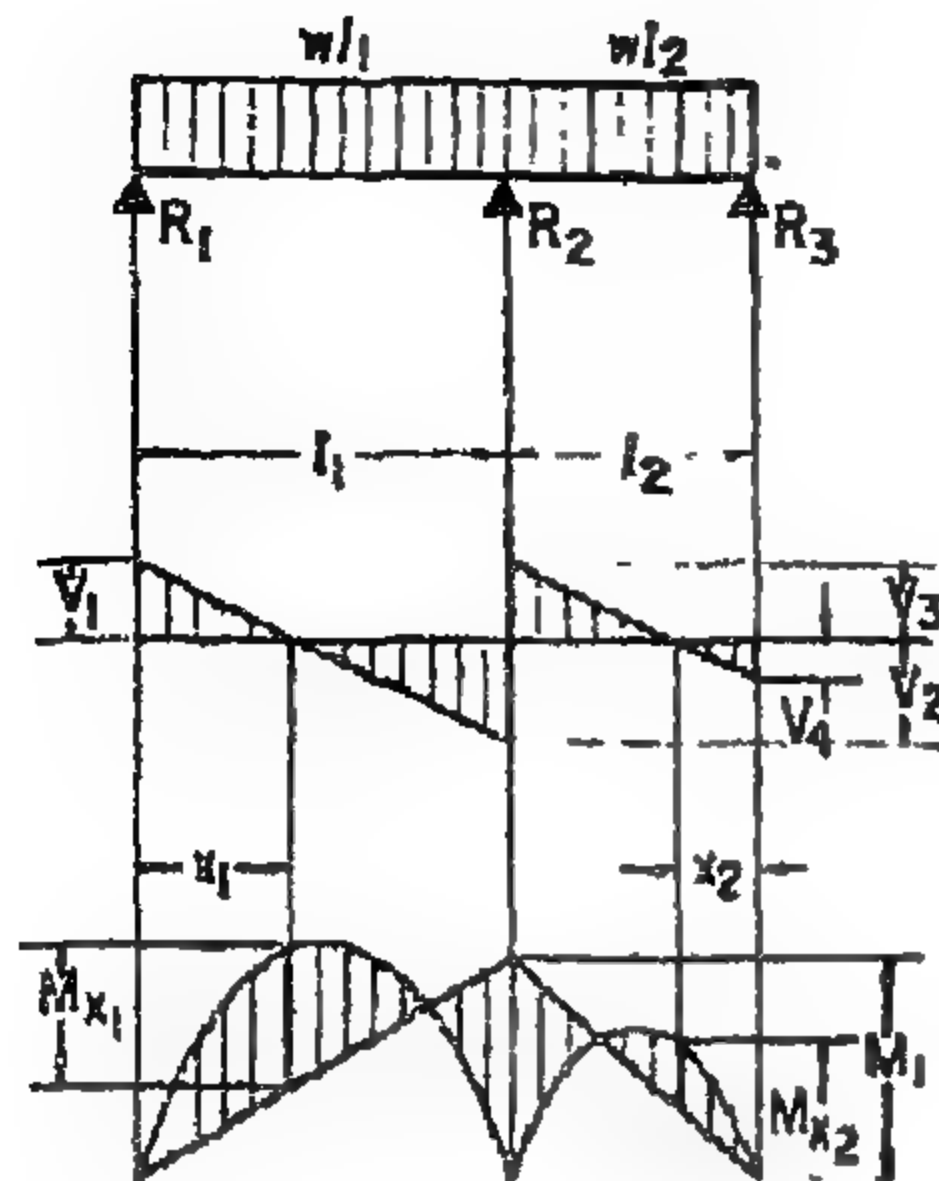
$$V_{\max} \dots \dots \dots = V_2$$

$$M_1 \dots \dots \dots = -\frac{3Pl}{16}$$

$$M_{\max} \dots \dots \dots = \frac{5Pl}{32}$$

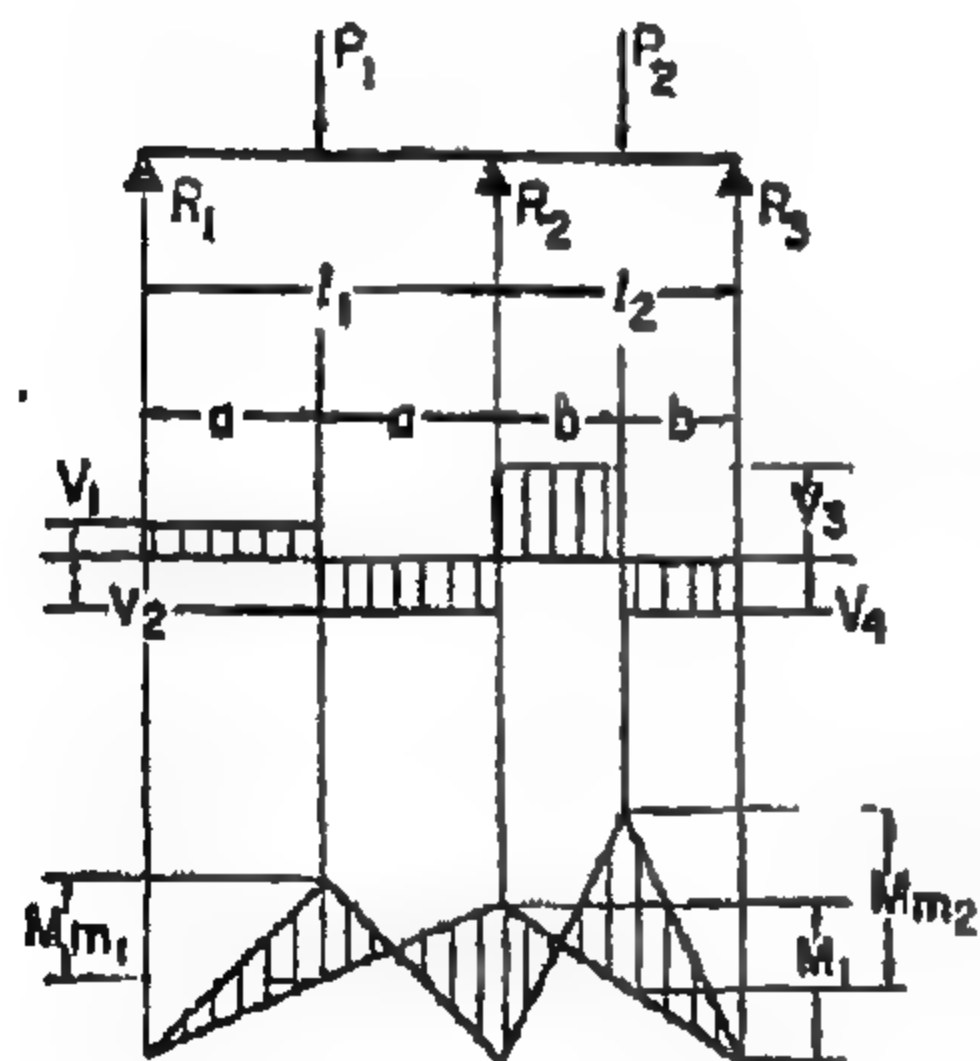
$$M_x \left(\text{when } x < a \right) \dots \dots \dots = R_1 x$$

Continuous Beam—Two Unequal Spans—Uniformly Distributed Load



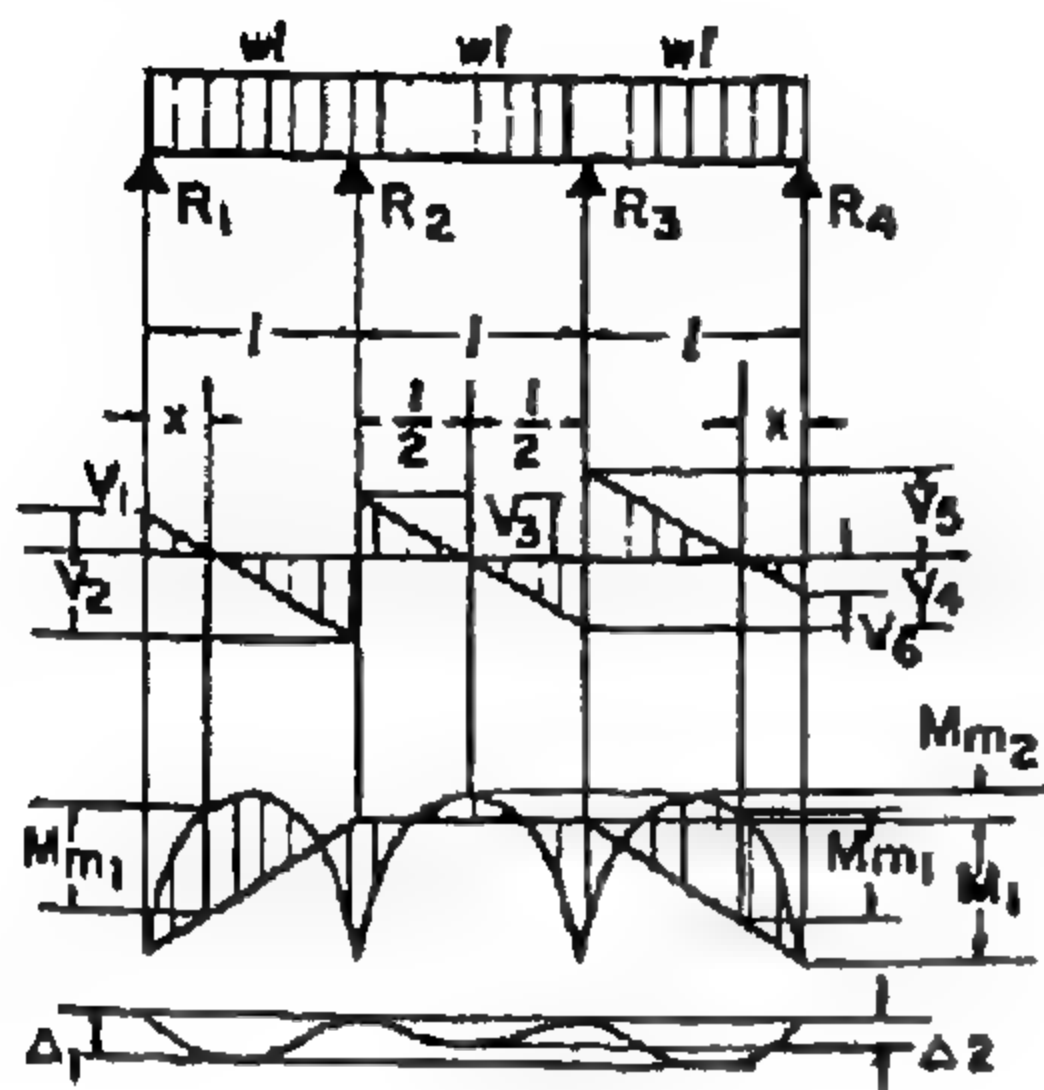
$$\begin{aligned}
 R_1 &= \frac{M_1}{l_1} + \frac{wl_1}{2} \\
 R_2 &= wl_1 + wl_2 - R_1 - R_3 \\
 R_3 &= \frac{M_1}{l_2} + \frac{wl_2}{2} \\
 V_1 &= R_1 \\
 V_2 &= wl_1 - R_1 \\
 V_3 &= wl_2 - R_2 \\
 V_4 &= R_3 \\
 M_1 &= -\frac{wl_1^3 + wl_2^3}{8(l_1 + l_2)} \\
 M_{x_1} \left(\text{when } x_1 = \frac{R_1}{w} \right) &= R_1 x_1 - \frac{wx_1^2}{2} \\
 M_{x_2} \left(\text{when } x_2 = \frac{R_2}{w} \right) &= R_2 x_2 - \frac{wx_2^2}{2}
 \end{aligned}$$

Continuous Beam—Two Unequal Spans—Concentrated Load on Each Span Symmetrically Placed



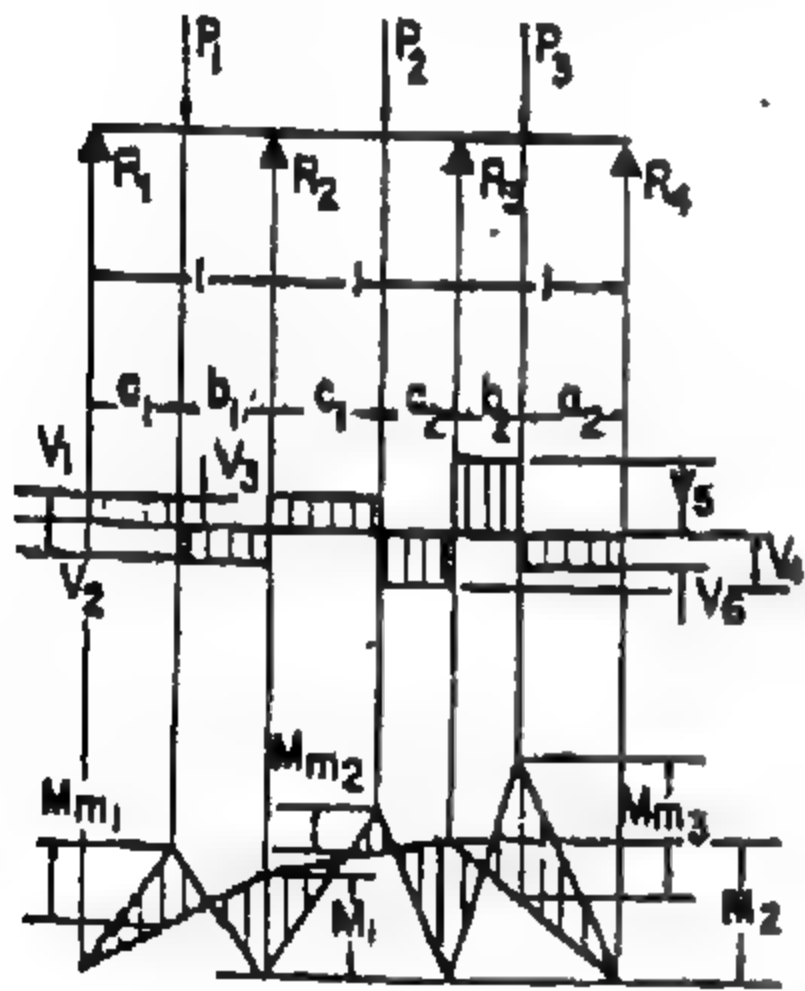
$$\begin{aligned}
 R_1 &= \frac{M_1}{l_1} + \frac{P_1}{2} \\
 R_2 &= P_1 + P_2 - R_1 - R_3 \\
 R_3 &= \frac{M_1}{l_2} + \frac{P_2}{2} \\
 V_1 &= R_1 \\
 V_2 &= P_1 - R_1 \\
 V_3 &= P_2 - R_2 \\
 V_4 &= R_3 \\
 M_1 &= -\frac{3}{16} \left(\frac{P_1 l_1^2 + P_2 l_2^2}{l_1 + l_2} \right) \\
 M_{m_1} &= R_1 a \\
 M_{m_2} &= R_2 b
 \end{aligned}$$

Continuous Beam—Three Equal Spans—Uniformly Distributed Load



$$\begin{aligned}
 R_1 = R_2 = V_1 = V_2 &= \frac{4wl}{10} \\
 R_3 = R_4 &= \frac{11wl}{10} \\
 V_3 = V_4 &= \frac{6wl}{10} \\
 V_5 = V_6 &= \frac{wl}{2} \\
 M_1 &= -\frac{wl^2}{10} \\
 M_{m1} \left(\text{at } x = \frac{4l}{10} \right) &= \frac{2wl^2}{25} \\
 M_{m2} &= \frac{wl^2}{40} \\
 \Delta_1 &= \frac{4wl^4}{501EI} \\
 \Delta_2 &= \frac{wl^4}{1920EI}
 \end{aligned}$$

Continuous Beam—Three Equal Spans—Concentrated Load on Each Span Unsymmetrically Placed



$$\begin{aligned}
 R_1 &= \frac{M_1 + P_1 b_1}{l} \\
 R_2 &= \frac{M_2 - 2R_1 l + P_1 a_1 + P_1 (l + b_1)}{l} \\
 R_3 &= \frac{M_3 - 2R_2 l + P_2 a_2 + P_2 (l + b_2)}{l} \\
 R_4 &= \frac{M_4 + P_3 b_3}{l} \\
 V_1 &= R_1 \\
 V_2 &= R_2 - P_1 \\
 V_3 &= R_3 - V_2 \\
 V_4 &= R_3 - V_3 \\
 V_5 &= R_4 - P_3 \\
 V_6 &= R_4 \\
 M_1 &= \frac{-4P_1 a_1 b_1 (l + a_1) - P_2 a_2 c_2 (7l - 5c_2) + P_3 b_3 a_3 (l + a_3)}{15l^2} \\
 M_2 &= \frac{P_1 a_1 b_1 (l - a_1) - P_2 a_2 c_2 (2l - 5c_2) - 4P_3 b_3 a_3 (l + a_3)}{15l^2} \\
 M_{m1} &= R_1 a_1 \\
 M_{m2} &= M_2 + V_2 a_2 \\
 M_{m3} &= R_4 b_3
 \end{aligned}$$

الباب الثامن (ملحق D)

الكود المصري لحساب الأحمال والقوى - قرار وزاري رقم ١٩٩٣/٤٥

جدول () الأوزان الفعلية للمواد المختلفة

المادة	الوزن كجم / م ^٣ (ك، نوزتن / م ^٣)	زاوية الاحتكاك
أولاً : مواد البناء		
الخرسانة		
خرسانة مسلحة بركام سليمي	٢٥٠٠ (٢٥)	-
خرسانة عادية:		
خرسانة بركام سليمي	٢٢٠٠ (٢٢)	-
خرسانة خفيفة	٢٠٠٠ - ٢٠٠٠ (٢٠ - ١٠)	-
خرسانة مهواة	٩٠٠ - ٦٠٠ (٩ - ٦)	-
خرسانة ثقيلة	٢٥٠٠ فأكثر (٢٥ فأكثر)	-
خرسانة بركام للبارزات	٢٣٠٠ - ٢٥٠٠ (٢٣ - ٢٥)	-
خرسانة بركام الفزن العالي	١٦٠٠ - ١٩٠٠ (١٦ - ١٩)	-
خرسانة بركام الطين الممدد	٧٠٠ - ١٧٠٠ (٧ - ١٧)	-
خرسانة عازلة ذات فراغات	٣٠٠ - ٦٠٠ (٣ - ٦)	-
الأسمنت		
أسمنت (سائب)	١١٠٠ - ١٢٠٠ (١١ - ١٢)	٢٠
كلنكر الأسمنت	١٥٠٠ - ١٨٠٠ (١٥ - ١٨)	٢٠
البركام:		
زلط	١٧٠٠ (١٧)	-
رمل	١٥٠٠ (١٥)	-
خشب للأفران العالية:		
موزل الخشب	١٧٠٠ (١٧)	٤٠
مخمس	١٢٠٠ (١٢)	٢٥

تحت إشراف المهندس

٢٥	٢٠٠ - ٩٠٠ (٩-٣)	ركام الليكا (الطين الممد)
-	٢٥٠ - ٦٥٠ (٣,٥٠ - ٦٥٠)	الحجر الخفاف
-	٦٠ - ٢٠٠ (٦ - ٠,٢)	الفيرموكوليت المنقوش
٢٥	٦٠٠ - ١١٠٠ (٦-١١)	الزمام المتطاير
صفر	١٠٠٠ (١٠)	الماء
		إضافات الخرسانة:
-	١٠٠٠ - ١٢٠٠ (١٠-١٢)	(سائلة) أو مسحوق
		أحجار البناء
		أ- صخور نارية:
-	٢٨٠٠ (٢٨)	جرانيت
-	٣٠٠٠ (٣٠)	بازلت (ديوريت - جابرو)
-	٢٤٠٠ (٢٤)	بازلت (بركاني)
-	٢٦٠٠ (٢٦)	الشيست
		ب- صخور رسوبية:
-	٢٧٠٠ (٢٧)	الحجر الجيري
-	٢٨٠٠ (٢٨)	الرخام
-	٢٧٠٠ (٢٧)	الحجر الرملي.
		ج. صخور متحولة:
-	٢٨٠٠ (٢٨)	الأردواز
-	٣٠٠٠ (٣٠)	الجنيس
-	٢٧٠٠ (٢٧)	السربنتين
-	٢٧٠٠ (٢٧)	الرخام
		طوب البناء:
-	١٦٠٠ - ١٨٠٠ (١٦-١٨)	طوب أحمر طفلي مصمت
-	١٤٠٠ - ١٦٠٠ (١٤-١٦)	طوب طفلي متقنب

- تحدد بمعرفة المصمم

-	٢٠٠٠ (٢٠)	طوب أسمنتي مصمت
-	١٤٠٠-١٨٠٠ (١٨-١٤)	طوب أسمنتي مفرغ
		طوب جيرى رملى:
-	٨٥٠ (١٨,٥٠)	مصمت
-	١٤٠٠ (١٤)	مفرغ
-	٧٠٠-٨٠٠ (٨-٧)	حفيف الوزن
		طوب حرارى لأغراض مختلفة
-	١٨٥٠ (١٨,٥٠)	طين حرارى
-	١٨٠٠ (١٨)	سليكا
-	٢٨٠٠ (٢٨)	منخبريت
-	٣٠٠٠ (٣٠)	كروم - منجنيزيت
-	٢٦٠٠ (٢٦)	كورندم
-	١٩٠٠ (١٩)	طوب مقاوم للأحماض
-	٨٧٠ (٨,٧٠)	طوب زجاجى
		بلوكات البناء:
-	١٤٠٠-١٩٠٠ (١٩-١٤)	بلوكات خرسانية
-	١١٥٠ (١١,٥٠)	بلوكات خرسانية مفرغة
-	٦٠٠-٩٠٠ (٩-٦)	بلوكات خرسانية بركام الليكا
-	٩٥٠ (٩,٥٠)	بلوكات جبسية
		الجير:
-	١٢٠٠ (١٢)	محقق الحجر الجيرى
-	٨٥٠-١٣٠٠ (١٣-٨,٥٠)	كتل الجير المكلسة
٤٥	٦٠٠-١٣٠٠ (١٣-٦)	كتل الجير المطحونة
٢٥	١١٠٠ (١١)	الجير المكلس المطفى
٢٥	٨٠٠-١٠٠٠ (١٠-٨)	الدبس

تحديد بمعرفة المصمم

المونة:		
مونة الأسمنت	٢١٠٠ (٢١)	-
مونة الجير	١٨٠٠ (١٨)	-
مونة الأسمنت والجير	١٨٠٠-٧٥٠ (١٨-٧,٥٠)	-
مونة التجبير	١٨٠٠-١٤٠٠ (١٨-١٤)	-
مونة البيتومين بالرمال	١٧٠٠ (١٧)	-
الخشب ومنتجاته:		
(مجفف بالهواء - رطوبة ١٥%)		-
أ. خشب صلب:		
زلن	٦٨٠ (٦,٨٠)	-
قرو	٦٩٠ (٦,٩٠)	-
ب- خشب طرى:		
بيتش باين	٥٧٠ (٥,٧٠)	-
خشب أبيض	٤٠٠ (٤)	-
ج. ألواح من ألياف خشبية:		
صلادة	٩٠٠-١١٠٠ (٩-١١)	-
متوسطة للصلادة	٦٠٠-٩٠٠ (٦-٩)	-
عازل ذو فراغات	٢٥٠-٤٠٠ (٢,٥٠-٤)	-
خشب أهلكاش مضغوط	٧٥٠-٨٥٠ (٧,٥٠-٨,٥٠)	-
ألواح ذات قلب خشبي	٤٥٠-٦٥٠ (٤,٥٠-٦,٥٠)	-
مولد بناء أخرى:		
أسبتوس	٨٠٠ (٨)	-
ألواح أسبتوس أسمنتى متموجة	١٦٠٠ (١٦)	-
ماسورة أسبتوس أسمنتى	١٨٠٠ (١٨)	-
سيلتون	١٢٠ (١,٢٠)	-
تربة جافة	٧٠٠ (٧)	-

-	٢٠٠٠ (٢٠)	تربة مبتلة
-	١٨٠٠ (١٨)	أرضية مطاط
-	١٤٠٠-١٠٠٠ (١٤-١٠)	بيتومين
-	١٤٠٠-١١٠٠ (١٤-١١)	قار
-	٢٤٠٠ (٢٤)	بلاط أسمنتي
-	٢٢٠٠ (٢٢)	بلاط موزليكو
-	-	راتنج الإيبوكس:
-	١١٥٠ (١١,٥٠)	بدون مواد مالئة
-	٢٠٠٠ (٢٠)	بمواد قلزية
-	١٨٠٠ (١٨)	مع الفير جلاس
-	١١٠٠ (١١)	بلاط بلاستيك
-	١٣٥٠ (١٣,٥٠)	راتنج بوليستر:
-	٩٣٠ (٩,٣)	بوليثيرين
-	١٤٠٠ (١٤)	الواح ب.ف.س. الصلدة
-	١٦٠٠ (١٦)	الواح ب.ف.س. للأرضيات
-	١٧٠٠ (١٧)	بلاط ب.ف.س. للأرضيات
-	١٦٠-١٨٠ (١,٦-١,٨)	فير جلاس
-	١١٠-١٠٠ (١,١-١)	صوف زجاجي
صفر	٣٠٠-٢٠٠ (٣-٢)	صوف خشبي
صفر	٦٠ (٠,٦)	فلين
-	١١٠٠-١٥٠٠ (١١-١٥)	مصيص
-	٢٥٠٠ (٢٥)	الواح زجاج
-	٢٦٠٠ (٦)	زجاج بالسلك
-	١٢٠٠ (١٢)	زجاج أكريليك
-	٦٠٠ (٦)	بالات الكتان

-- تحدد بمعرفة المصمم

-	٩٠٠-١٠٠٠ (٩-١٠)	أكوام الجلد
		للورق:
صفر	١٢٠٠ (١٢)	في رزم
-	١١٠٠ (١١)	في لفات
		المطاط:
---	١٣٠٠ (١٣)	ملفوفة لمواد الأرضيات
---	١١٠٠ (١١)	خام في بالات
		الصوف:
-	٧٠٠ (٧)	في بالات
-	١٣٠٠ (١٣)	مضغوط في بالات
		ثانياً: للمواد المعدنية:
-	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	صلب
-	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	حديد مطاوع
-	٧٢٥٠ (٧٢,٥)	حديد زهر
-	٣٠٠٠ (٣٠)	حديد خام
-	٢٧٠٠ (٢٧)	ألومنيوم
-	٢٨٠٠ (٢٨)	سلك ألومنيوم
-	١١٤٠٠-١٢٠٠٠ (١١٤-١٢٠)	رصاص:
صفر	٩٠٠٠ (٩٠)	رصاص أبيض (مسحوق)
صفر	٨٠٠٠ (٨٠)	رصاص أحمر (مسحوق)
-	٨٧٠٠-٨٩٠٠ (٨٧-٨٩)	نحاس:
-	٨٢٠٠-٨٥٠٠ (٨٢-٨٥)	نحاس أصفر
-	٨٤٠٠-٨٥٠٠ (٨٤-٨٥)	برونز
-	٨٩٠٠ (٨٩)	نيكل
-	٦٩٠٠ (٦٩)	زنك مصبوب
- تحدد بمعرفة المصمم		
-	٧٢٠٠ (٧٢)	زنك مملن

-	٧٢٠٠-٧٤٠٠ (٧٤-٧٢)	صفيح منلفن
-	١٨٥٠ (١٨,٥)	مغنسيوم
-	٦٦٢٠ (٦٦,٢)	أنتيمون
-	٣٥٠٠ (٣٥)	باريوم
-	٨٦٥٠ (٨٦,٥)	كاديوم
-	٨٧٠٠ (٨٧)	كوبالت
-	١٩٣٠٠ (١٩٣)	ذهب
-	١٠٥٠٠ (١٠٥)	فضة
-	٧٢٠٠ (٧٢)	منجنيز
-	١٠٢٠٠ (١٠٢)	مولبدنيم
-	٢١٣٠٠ (٢١٣)	بلاطين
-	٤٥٠٠ (٤٥)	تيتانيوم
-	١٩٠٠٠ (١٩٠)	تنجستن
-	١٨٧٠٠ (١٨٧)	يورانيوم
-	٥٦٠٠ (٥٦)	فاناديوم
-	٦٥٣٠ (٦٥,٣)	زركونيم

		ثالثا: الوقود:
-	٩٠٠-١٢٠٠ (١٢-٩)	١- الفحم الفلزي:
٣٥	٤٥٠-٦٥٠ (٦,٥ - ٤,٥)	فحم الكوك
-	٧٠٠ (٧)	فحم نباتي
		٢- الزيوت:
صفر	٨٠٠ - ١٠٠٠ (١٠-٨)	زيت الديزل
صفر	٩٨٠ (٩,٨)	زيت خام

- تحدد بمعرفة المصمم

صفر	٧٥٠ - ٨٠٠ (٧.٥-٨)	جازولين
صفر	٨٠٠ (٨)	بنترول
		غازات سائلة:
صفر	٥٠٠ (٥)	بروبين
صفر	٥٨٠ (٥,٨)	بيوتين
		٣- الخشب:
-	٤٠٠ - ٦٠٠ (٤-٦)	خشب صلد قطع
-	٥٠٠ (٥)	خشب صلد كتل
٤٥	٢٥٠ (٢,٥)	خشب قطع
-	٣٠٠ (٣)	خشب كتل
-	٤٠٠ (٤)	خشب الحريق
		رابعاً: السوائل:
صفر	١٢٥٠ (١٢,٥)	جليسرين
صفر	١١٠٠ (١١)	طلاء الزيت معلبة أو صمغ
		اللبن:
صفر	٩٥٠ - ١٠٠٠ (٩,٥-١٠)	في خزانات
-	٨٥٠ (٨,٥)	في علب
-	٧٠٠ (٧)	في زجاجات
		العسل:
صفر	١٢٠٠ (١٢)	في خزانات
-	١٠٠٠ (١٠)	في علب
-	٦٠٠ (٦)	في زجاجات
صفر	١٥٠٠ (١٥)	حامض النتريك (٩١% بالوزن)
صفر	١٢٠٠ (١٢)	حامض الهيدروكلوريك (٤٠% بالوزن)
صفر	١٤٠٠ (١٤)	حامض الكبريتيك (٣٠% بالوزن)

• تحدد بمعرفة المصمم

		خامسا: مواد غذائية ومنتجات زراعية:
		الزبدة:
-	٥٥٠ (٥.٥)	في براميل
-	٥٠٠ - ٨٠٠ (٨-٥)	في علب أو صناديق
		سكر محبيب:
-	٦٠٠ (٦)	في غلاف ورق
-	٨٠٠ (٨)	في عبوات كبيرة
-	٦٠٠ (٦)	سكر كتل في غلاف ورق
-	٧٠٠ (٧)	في صناديق
-	٤٠٠ (٤)	شاي باكوات
صفر	٨٠٠ (٨)	كحول
صفر	١٠٠٠ (١٠)	بيرة في خزانات
-	٩٠٠ (٩)	بيرة في براميل
-	٥٥٠ (٥.٥)	كاكاو في عبوات
-	٥٥٠ (٥.٥)	بيض في أوراق حاملة
-	٨٠٠ (٨)	دهون في صناديق
-	٦٠٠ (٦)	سمك في براميل
-	٨٠٠ (٨)	سمك معبأ
٣٥	٣٥٠ - ٤٠٠ (٤-٣.٥)	فاكهة في صناديق
-	٥٠٠ - ٧٠٠ (٧-٥)	فاكهة مخزنة قطع
-	١٥٠ - ٢٠٠ (٢ - ١.٥)	تبن محزم بالات
٣٠	٤٥٠ (٤.٥)	ذرة
-	٥٥٠ (٥.٥)	زبد صناعي براميل
-	٧٠٠ (٧)	زبد صناعي في صناديق
-	٤٠٠ - ٧٠٠ (٧-٤)	لحوم مجمدة

- تحدد بمعرفة المصمم

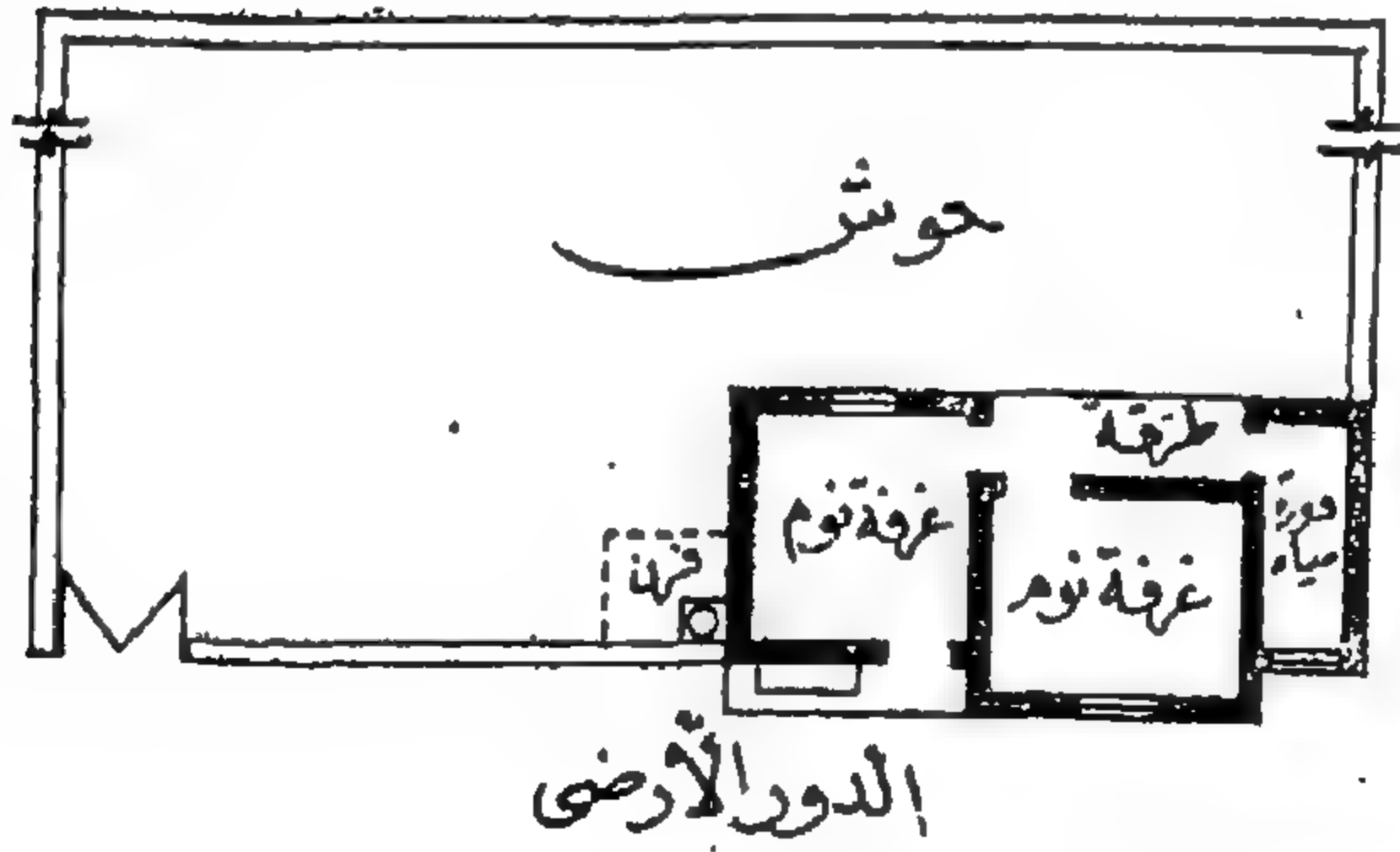
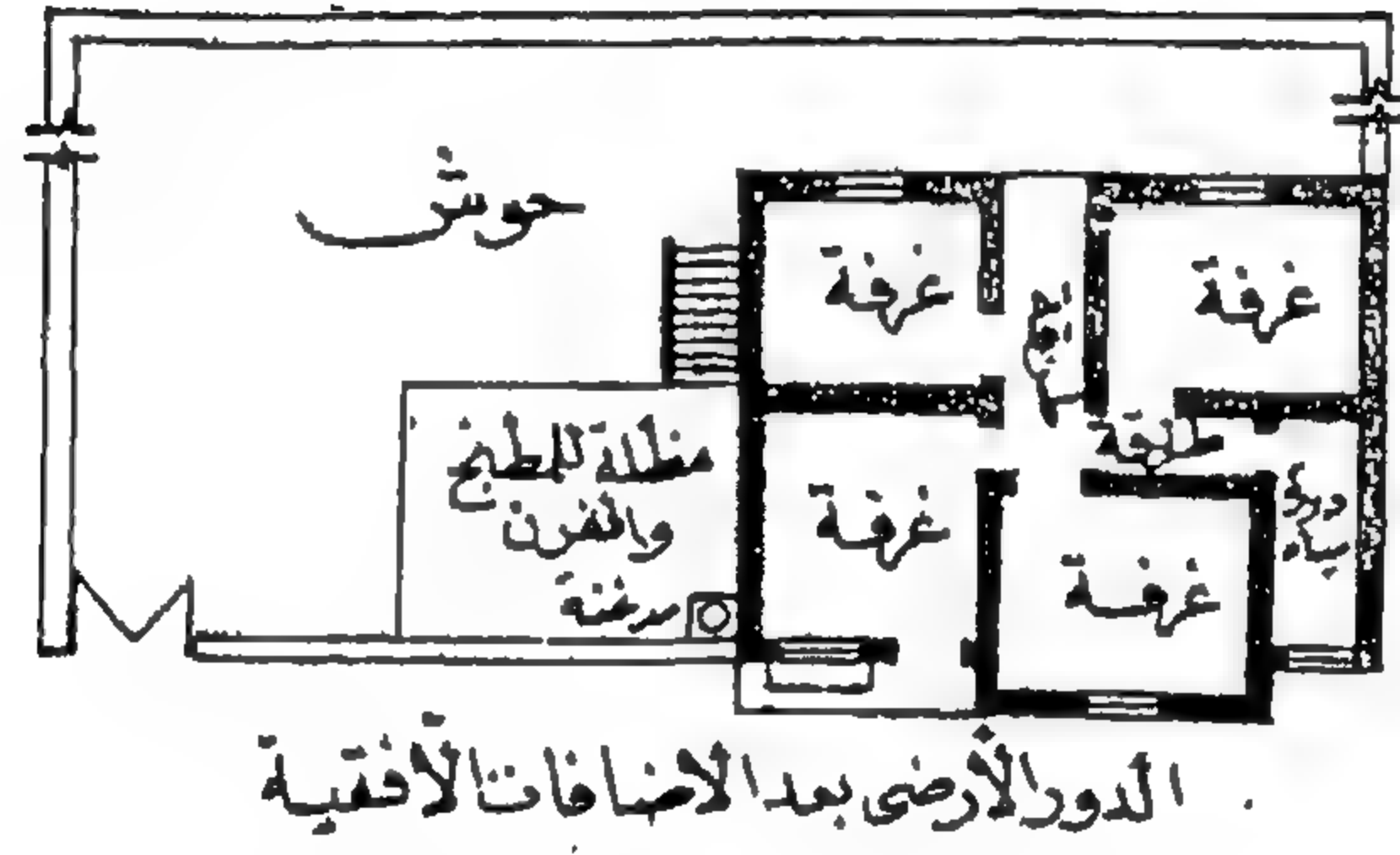
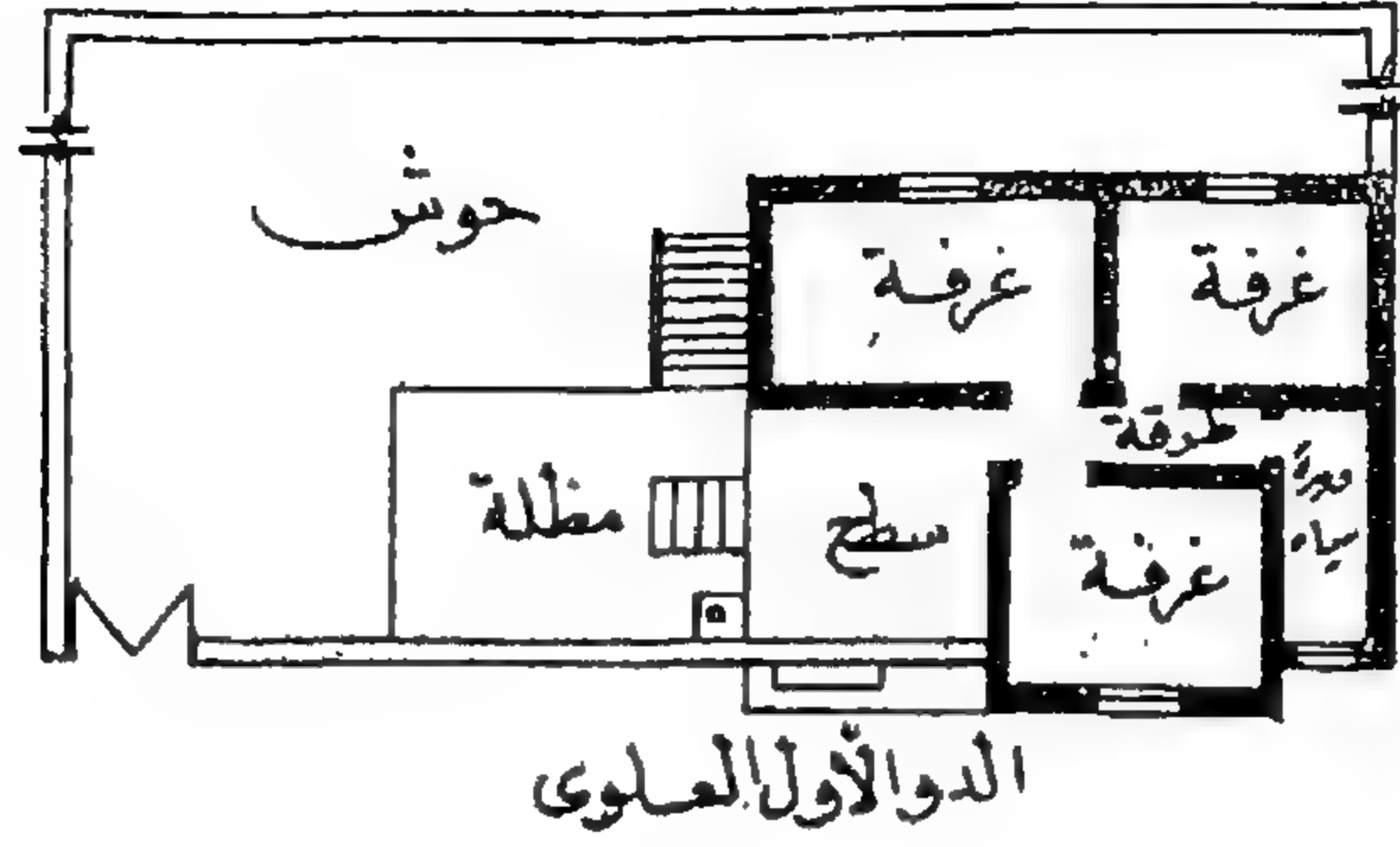
-	٥٥٠ (٥,٥)	بصل في عبوات
-	٧٠٠ (٧)	مخلات في عبوات
-	٨٠٠ (٨)	مشروبات فسي زجاجات داخل
-	٥٠٠ (٥)	أرز شعير (غير مقشر)
-	٥٦٠ (٥,٦)	أرز في عبوات
-	١٠٠٠ (١٠)	ملح في أكوام
-	١١٢٠ (١١,٢)	ملح في عبوات
-	٨٠٠ (٨)	نشأ في عبوات
-	١٧٠ (١,٧)	قش محزم في بالات
-	٣٠٠ - ٥٠٠ (٥-٣)	تبغ في بالات
-	٨٠٠ - ٩٠٠ (٩-٨)	قمح
صفر	١٠٠٠ (١٠)	نبيد في خزانات
-	٨٥٠ (٨,٥)	نبيد في براميل
-	٧٠٠ (٧)	بن في عبوات
-	٥٠٠ (٥)	دقيق في عبوات
-	٦١٠ (٦,١)	صابون بودرة في عبوات

		مسادسا : مواد أخرى
-	١٠٠٠ - ١١٠٠ (١٠-١١)	كتب وسجلات في أكوام
-	٨٥٠ - ٩٠٠ (٩ - ٨,٥)	ثلج على هيئة بلوكات
-	١١٠٠ (١١)	نسيج - أثواب
-	٨٠٠ (٨)	سليولوز بالات
-	٤٠٠ (٤)	بالات الأقمشة
-	٧٠٠ - ١٣٠٠ (٧-١٣)	بالات القطن
-	٥٠٠ (٥)	بالات اللباد
-	٤٠٠ (٤)	بالات القنب
-	٧٠٠ (٧)	بالات الجوت

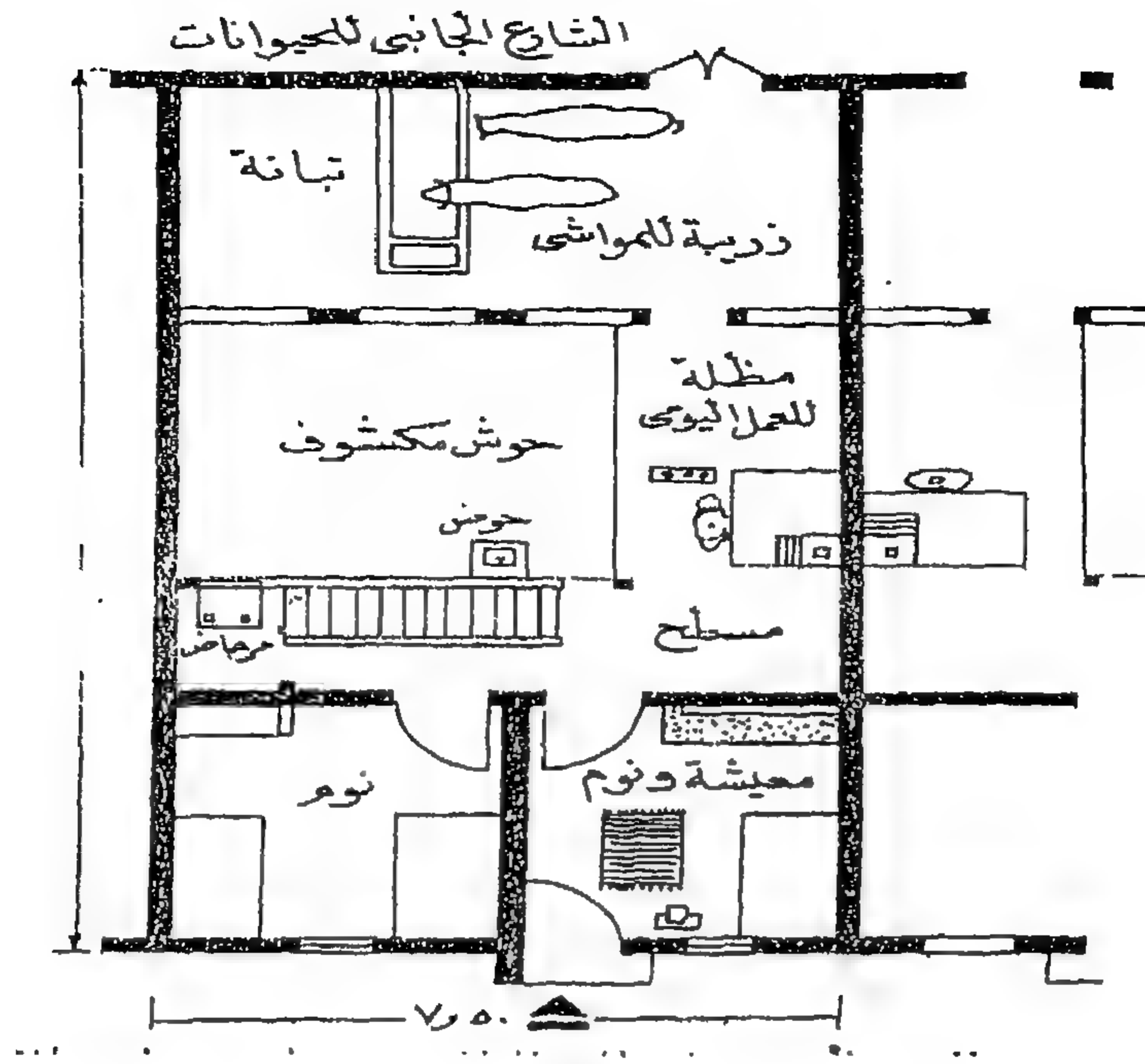
- تحدد بمتزفة المصمم

من / م ^٢	كجم / م ^٢	
		أ- أسطح نهائية:
(١)	١٠٠	١- أفقية لا يصل إليها (غير مستخدمة)
(٠,٥)	٥٠	٢- مائلة (زاوية الميل أكبر من ٢٠) لا يمكن الوصول إليها (غير مستخدمة)
(٠,٢)	٦٠-٢٠	٣- أسطح غير مستخدمة من الصاج أو الزجاج أو البلاستيك أو القراميد
مثل الحمل الحي الغالب في الدور المتكرر		٤- أفقية يمكن الوصول إليها (مستخدمة)
		ب- المباني السكنية
(٢)	٢٠٠	١- غرف سكنية
(٣)	٣٠٠	٢- سلام
(٣)	٣٠٠	٣- بلكنات
		ج- المباني الإدارية
(٢,٥)	٢٥٠	١- غرف مكاتب
(٢/٢م ارتفاع)	٢٠٠م ارتفاع	٢- غرف حفظ الملفات في المكاتب
(١٠-٥)	٥٠٠-١٠٠٠	٣- أرشيف
(٤)	٤٠٠	٤- سلام
(٤)	٤٠٠	٥- بلكنات
		د- المستشفيات
(٢,٥)	٢٥٠	١- غرف علاج للمرضى
(٢,٥)	٢٥٠	٢- عناية علاج المرضى
(٤ فاكتر)	٤٠٠ فاكتر	٣- غرف للجراحة
(٤ فاكتر)	٤٠٠ فاكتر	٤- غرف الأشعة
(٤)	٤٠٠	٥- سلام وطرقات
(٤)	٤٠٠	٦- بلكنات
		هـ - المدارس والجامعات

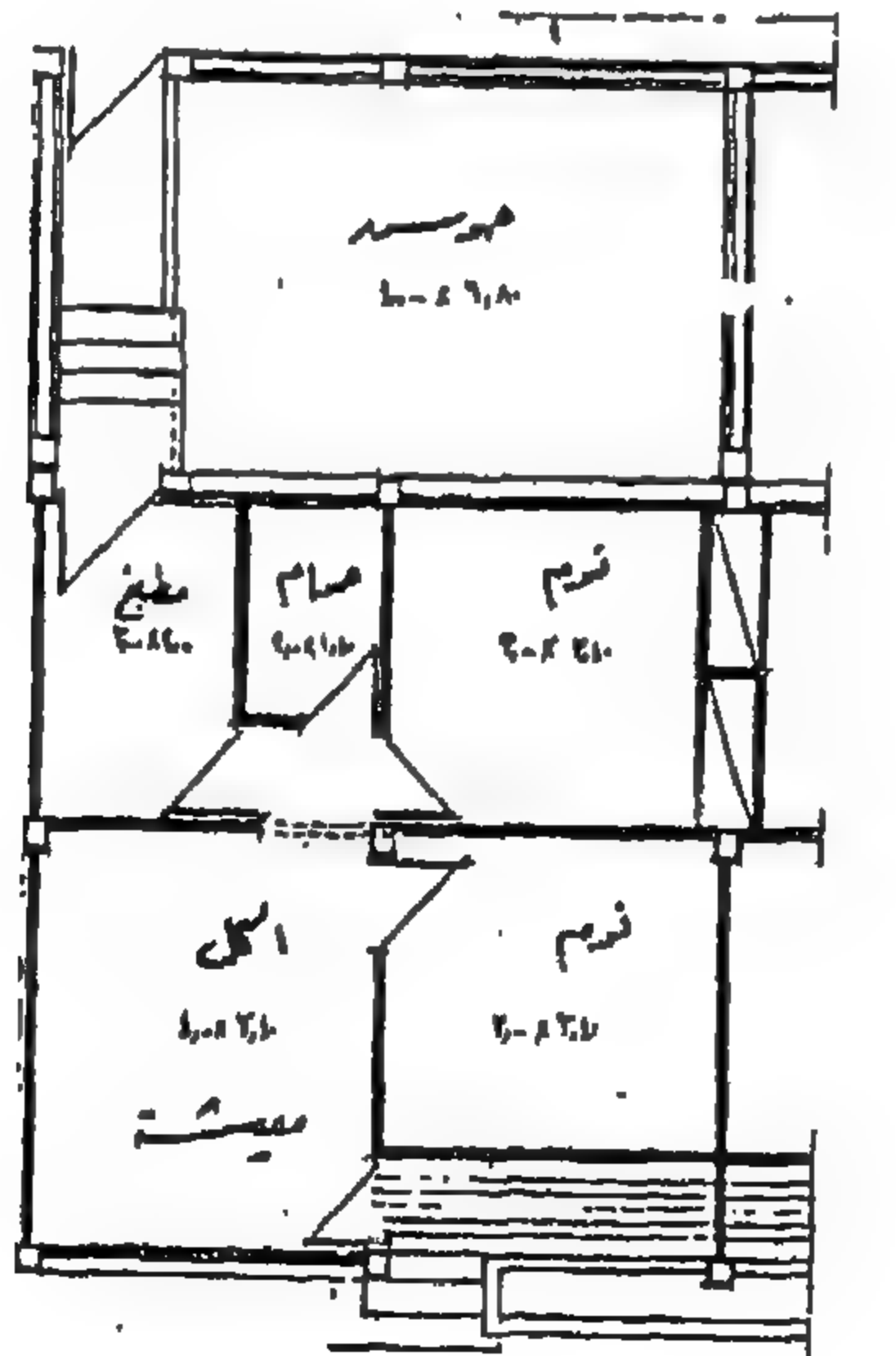
الباب الثامن (ملحق E)
نماذج من تخطيط المباني الزراعية



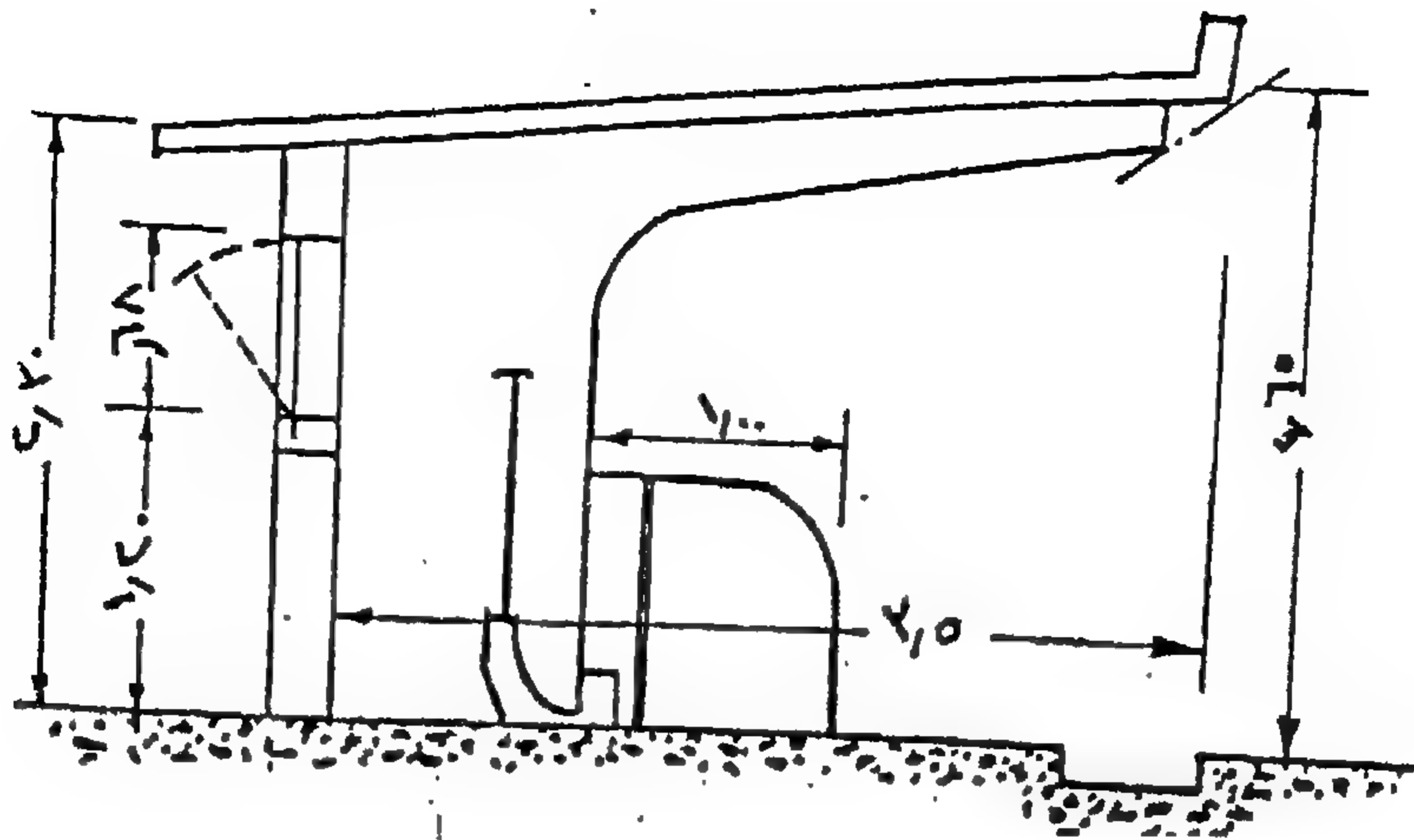
تخطيط آخر لمسكن مزارع بدون حظيرة ويبين فيه إمكانية التوسع
الأفقى والرأسى



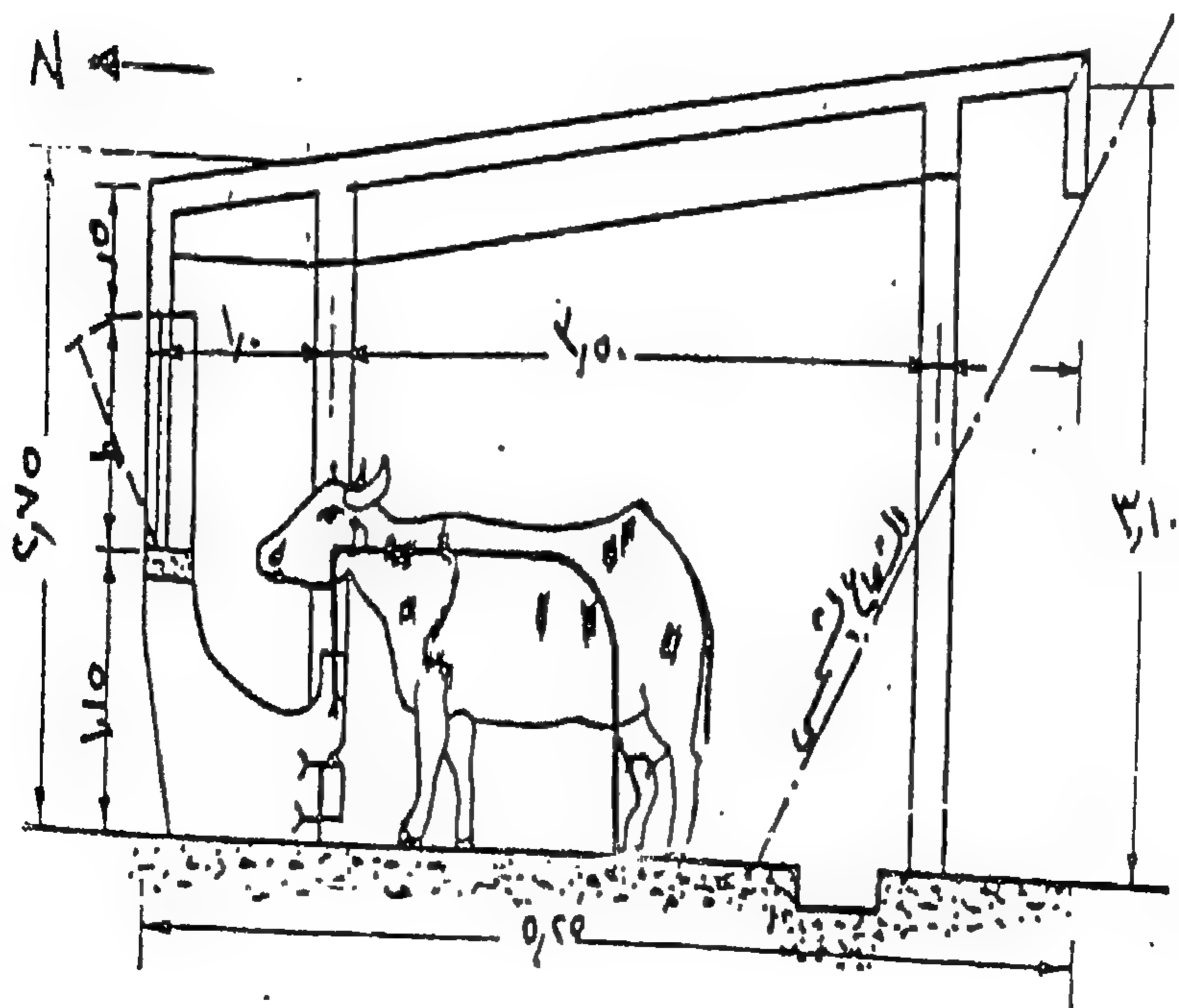
منزل به الحد الأدنى لمطالب الفلاح وهو أحد منازل القرية



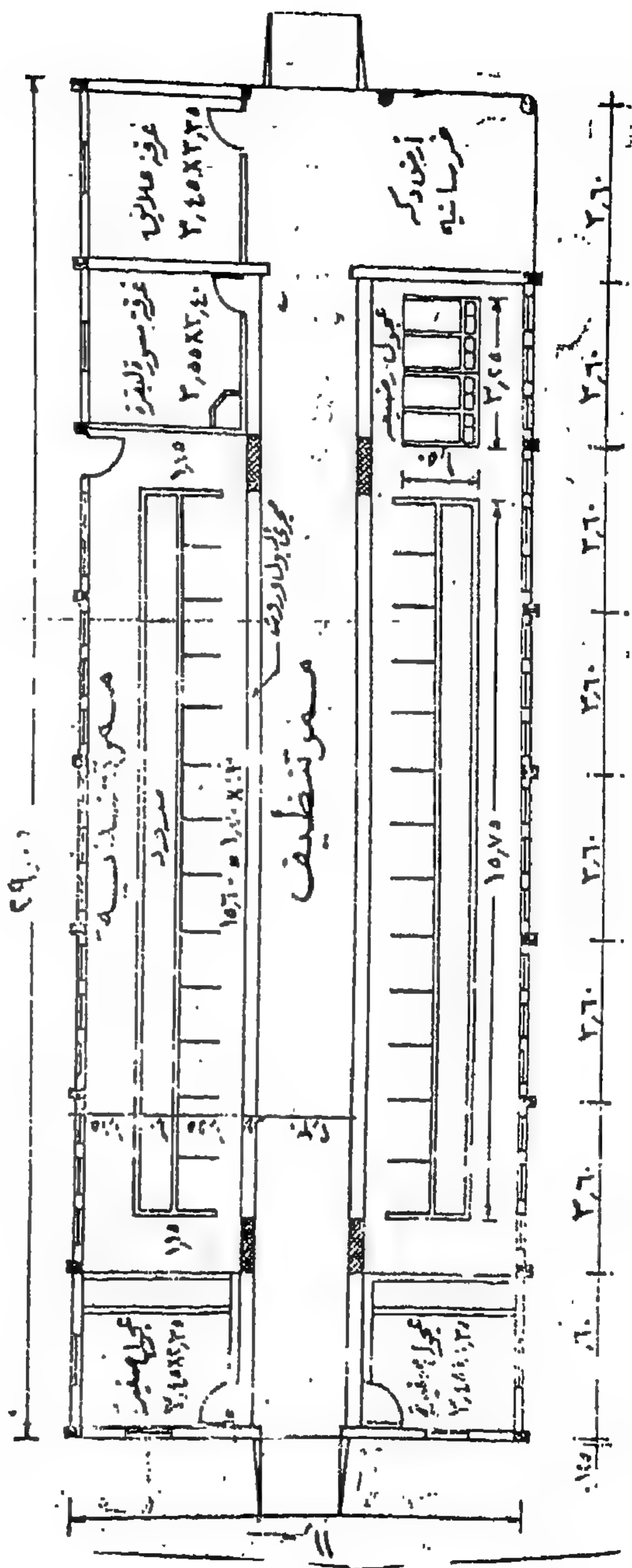
مسكن ملاحظ أو فنى أو كاتب ويحتوى على حجرتين نوم



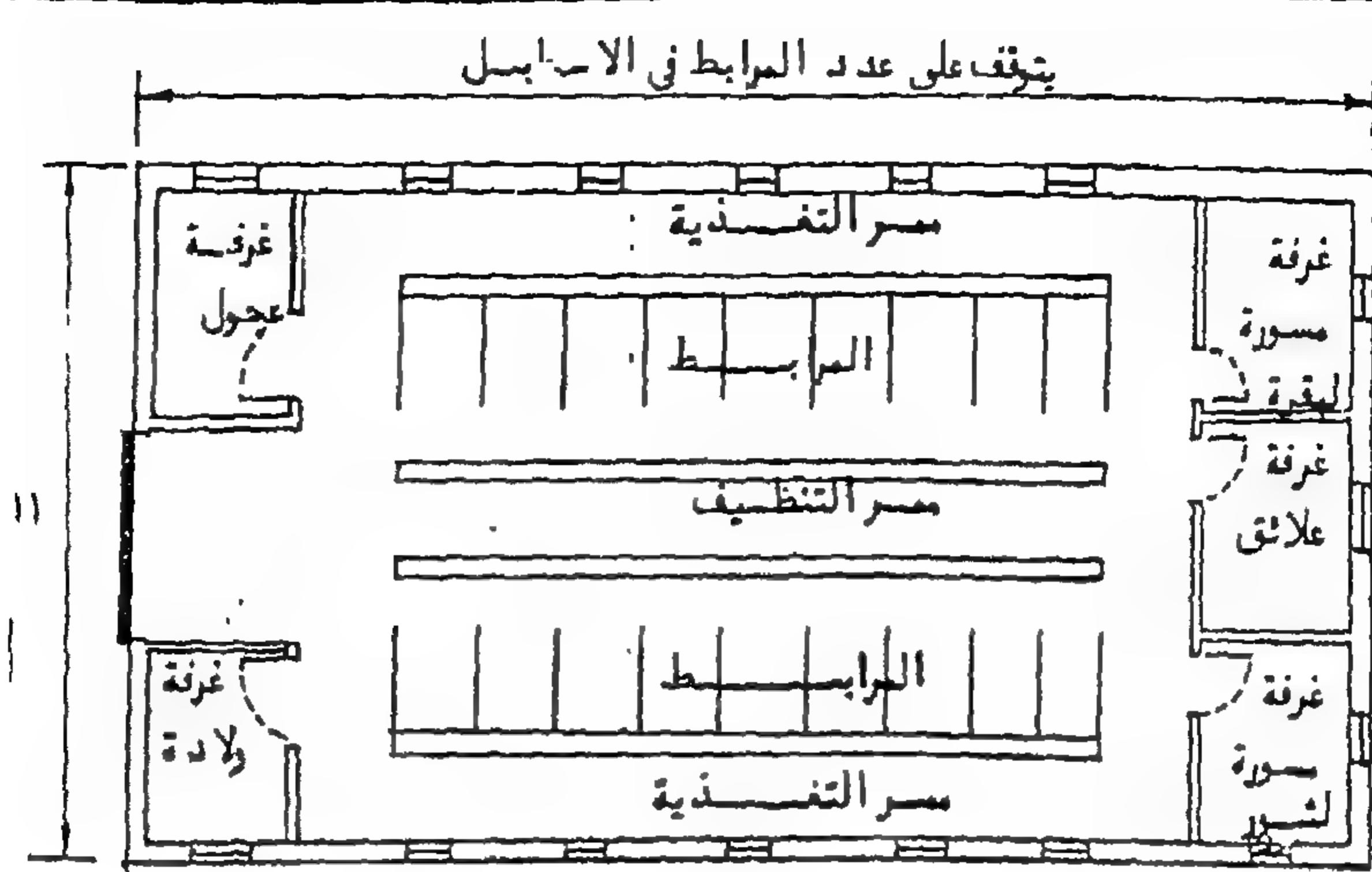
مظلة ذات مرابط من النوع الكابولي لبقر حلب



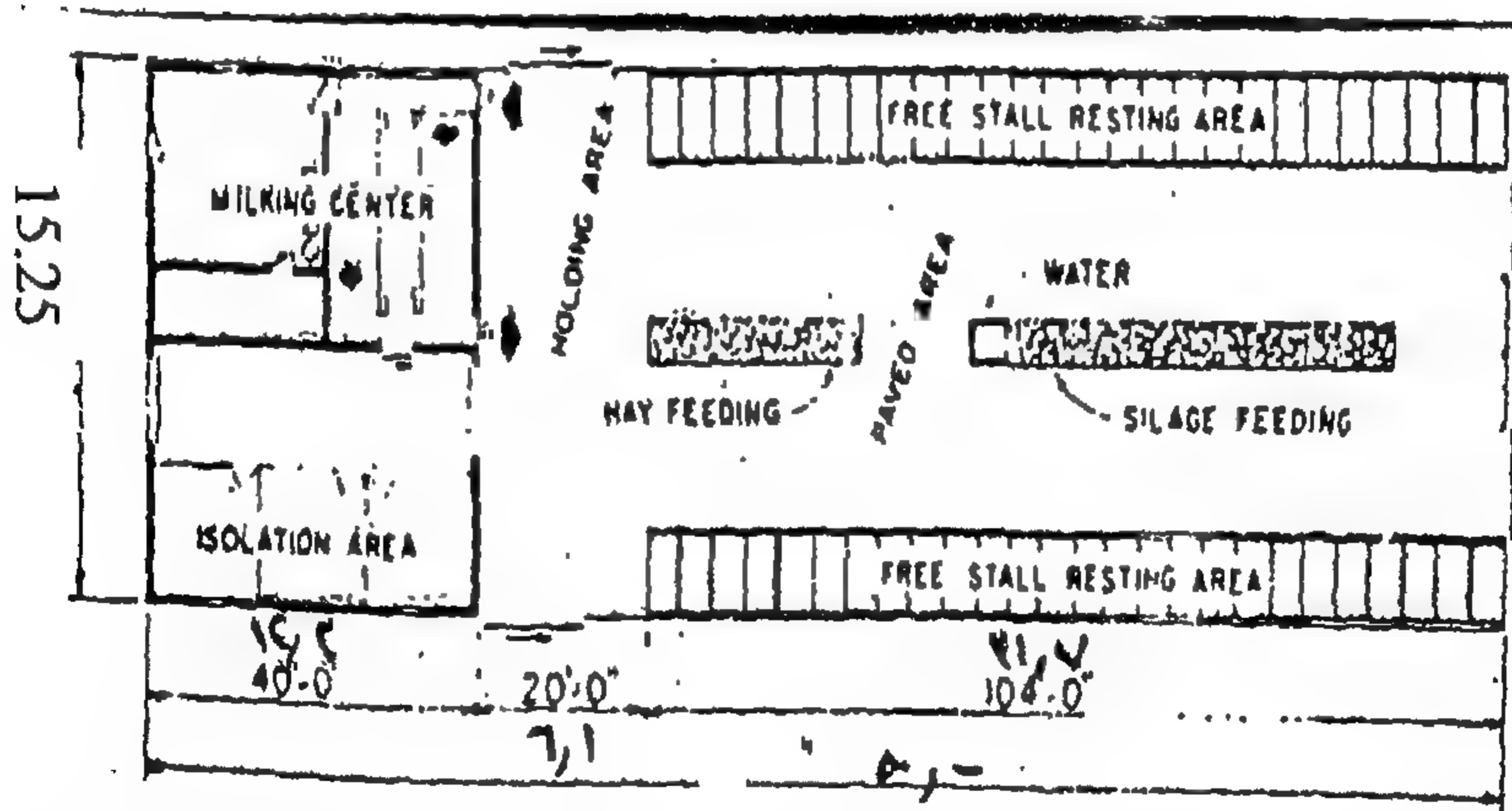
مظلة ذات مرابط مفتوحة في الاتجاه الجنوبي لتربية ماشية حلبية



إستطيل ذو مرابط مقفل لستة وعشرين بقرة متوسطة الحجم ويلاحظ أن به بعض الغرف لمسورة
للعجول والولادة

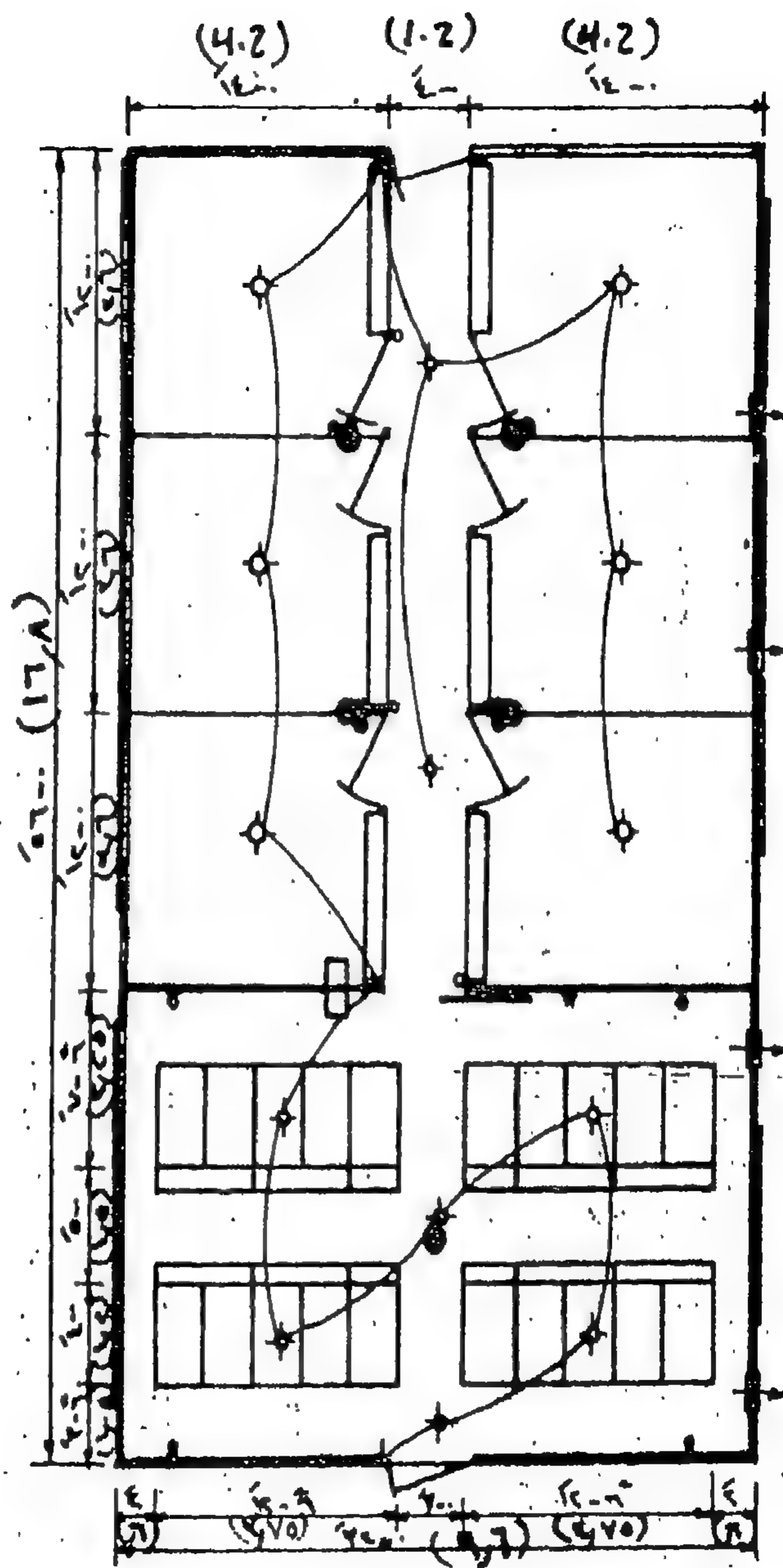


تنظيم ماشية اللبن في صفين ويلاحظ أن الحيوانات تواجه الخارج
(face cut) مع وجود غرف مسورة

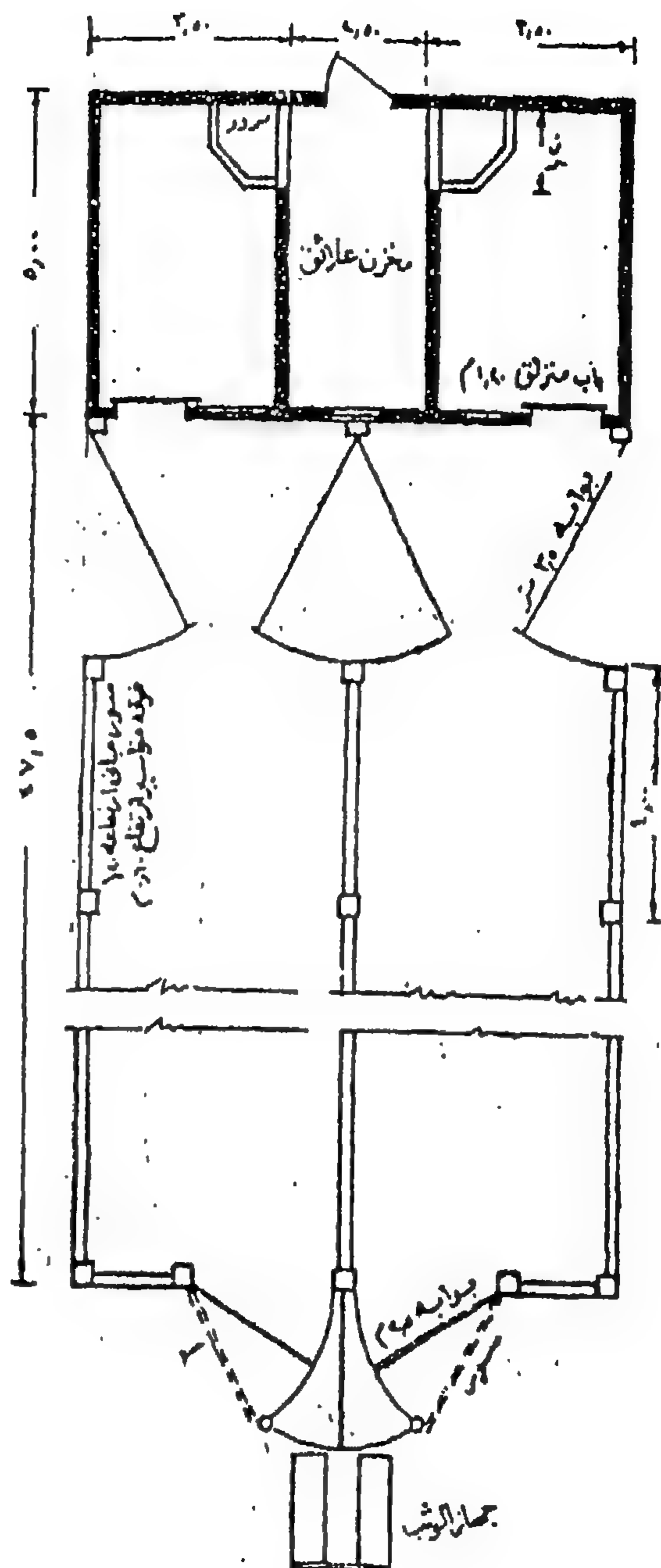


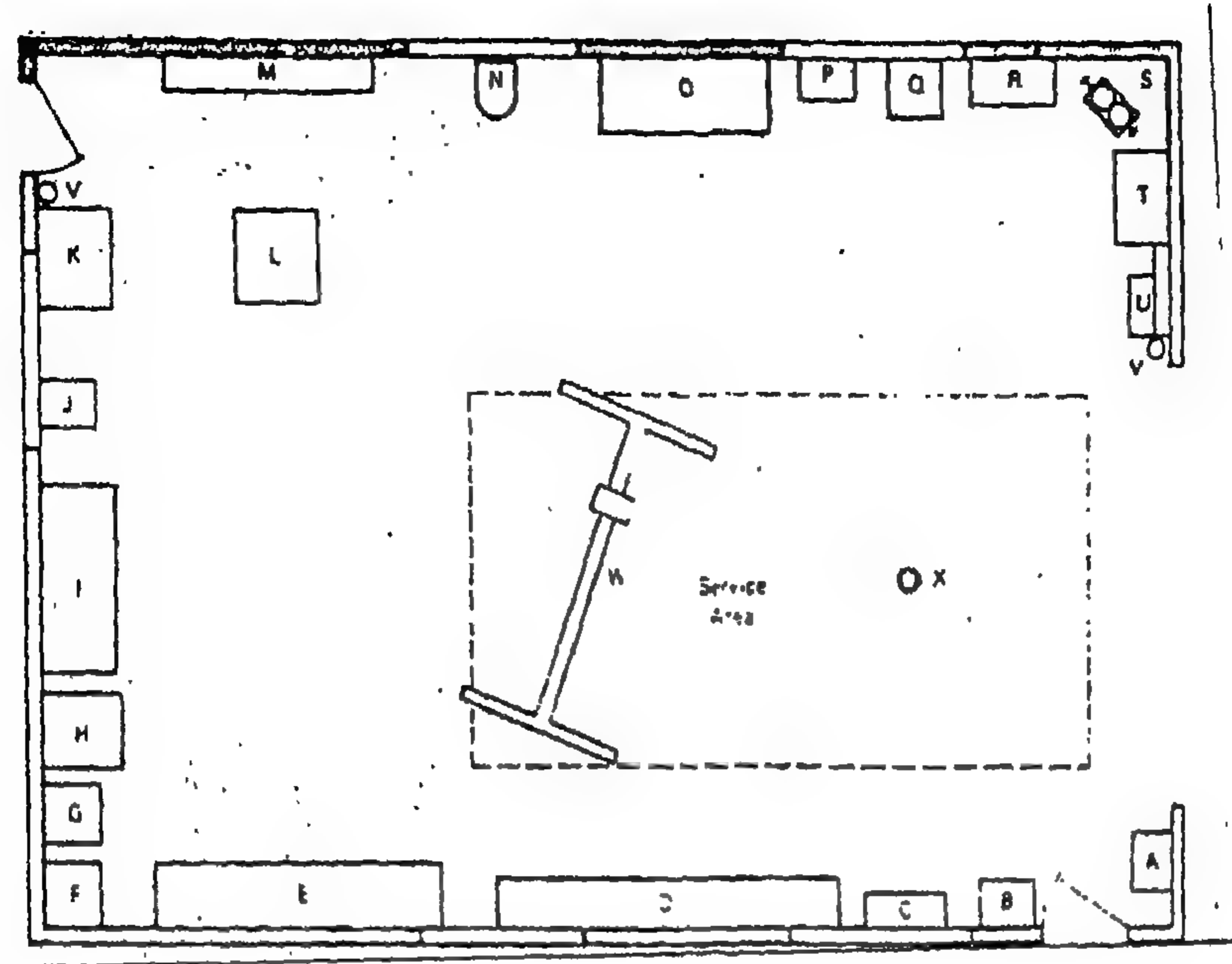
تخطيط حظيرة لبقرة حلاب طليق سعة 52 بقرة متضمنة غرفة الحلب الآلى
وغرفة حفظ وتبريد اللبن

تخطيط لمسقط أفقي ورأسي لحظيرة عجول (200 عجل رضيع، 36 عجل صغير)



حظيرة لتوربين، ويلاحظ وجود جهاز الوثب في نهاية الحوش





ورشة إصلاح وصيانة الآلات الزراعية والجرارات

الباب الثامن (ملحق F)
جداول الأحمال الزراعية ونظم توزيع حديد التسليح
فى المباني

ESTIMATION OF LOADS

I- Dead Load:

Weight of building materials.

material	kg/m ³	material	kg/m ³
Brick	1800	Brick and mortar	1900
Ordinary concrete	2200	Sand	1800
Reinforced concrete	2500	Gravel	1700
Light weigh concrete	2100	Mortar	2000
Stones with mortar	2400	Asphalt	1200
Wood	350-750	Steel	7800

Material Given by Area	kg/m ²
Rock tiles from 3-6 cm	80-160
Cement tiles /cm thick	22
Flooring (hardwood or Linoleum)	20
Corrugated sheets 24 gage (given by manufacturers) about	6

Allowable stresses for some building materials: kg/cm²

Material	Allowable stress
Soil	0.7 - 1.5
Lime concrete	5 - 10
Steel	1200 - 1800
Brick and cement mortar	10
Cement concrete	20
R.C.	45 - 70
Wood	50

Weight of agricultural products, kg/m³

Crop	kg/m ³	Crop	kg/m ³
Barley	625	Beans (with pods)	400
Corn on cobs	450	beans	700
Corn (maize)	720	Soy beans	770
		carrots	640
Rice	575	potatoes	675
Wheat	770	onion (dry)	650-725
Millet & sorghum	640	lemon (lime)	670
Clover seed	770	orange	725
Sesame	590		

Feed and fodder kg/m³

crop	kg/m ³	Crop	kg/m ³
Bran	220	Clover	65 -80
Concentrates	500	Silage	525 - 650
Hay (bales)	190 - 220		
Hay (loose)	160		

II- Live Load

	kg/m ²
dwelling	200
Hospitals and Schools	300
Hotels, meeting Halls, balconies	500

Design coefficient for bending

E_s	E_c	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100 kg/cm ²
1200	$\times \begin{matrix} k_1 \\ k_2 \end{matrix}$	U.333 0.889 0.411 1068	0.360 0.880 0.374 1055	0.385 0.872 0.345 1044	0.408 0.864 0.322 1035	0.429 0.857 0.301 1027	0.448 0.851 0.284 1018	0.467 0.844 0.269 1010				
1400	$\times \begin{matrix} k_1 \\ k_2 \end{matrix}$	U.304 0.900 0.430 1260	0.325 0.892 0.391 1244	0.349 0.884 0.360 1235	0.372 0.876 0.335 1225	0.391 0.870 0.313 1218	0.411 0.863 0.295 1208	0.429 0.857 0.279 1200	0.444 0.852 0.265 1192	0.462 0.846 0.253 1180	0.491 0.836 0.233 1175	0.517 0.820 0.216 1162
1600	$\times \begin{matrix} k_1 \\ k_2 \end{matrix}$			0.294 0.902 0.300 1622	0.314 0.895 0.359 1610	0.333 0.889 0.335 1600	0.351 0.883 0.315 1590	0.368 0.877 0.297 1580	0.385 0.872 0.282 1570	0.400 0.867 0.269 1560	0.429 0.875 0.246 1540	0.455 0.840 0.220 1520
2000	$\times \begin{matrix} k_1 \\ k_2 \end{matrix}$			0.273 0.909 0.402 1830	0.292 0.903 0.371 1815	0.310 0.897 0.346 1800	0.328 0.891 0.325 1785	0.344 0.885 0.306 1780	0.360 0.880 0.290 1755	0.375 0.875 0.276 1755	0.403 0.866 0.252 1734	0.429 0.857 0.233 1720
2200 kg/cm ²	$\times \begin{matrix} k_1 \\ k_2 \end{matrix}$			0.254 0.915 0.415 1010	0.273 0.909 0.383 2000	0.290 0.903 0.357 1990	0.307 0.898 0.334 1975	0.323 0.892 0.315 1960	0.339 0.887 0.298 1950	0.353 0.882 0.283 1945	0.380 0.873 0.269 1920	0.405 0.865 0.239 1905

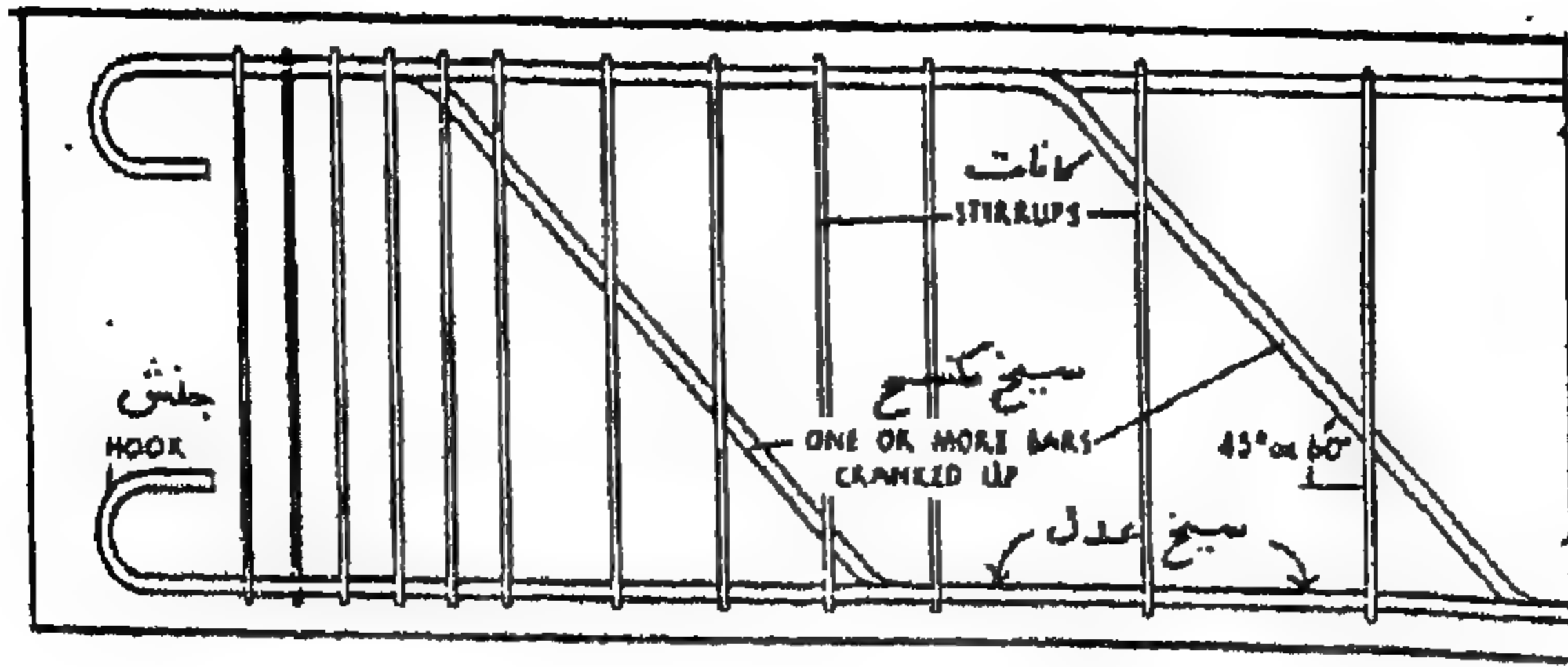
Area of Steel Bars Used in Egypt

ϕ	Weight	Area of cross section in cm ²											
mm	Kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.222	0.283	0.565	0.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39
8	0.395	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03
10	0.617	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
13	1.042	1.33	2.65	3.98	5.31	6.64	7.96	9.29	10.26	11.95	13.27	14.60	15.93
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13
19	2.226	2.84	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	28.35	31.19	34.02
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.1	113.4	124.8	136.1

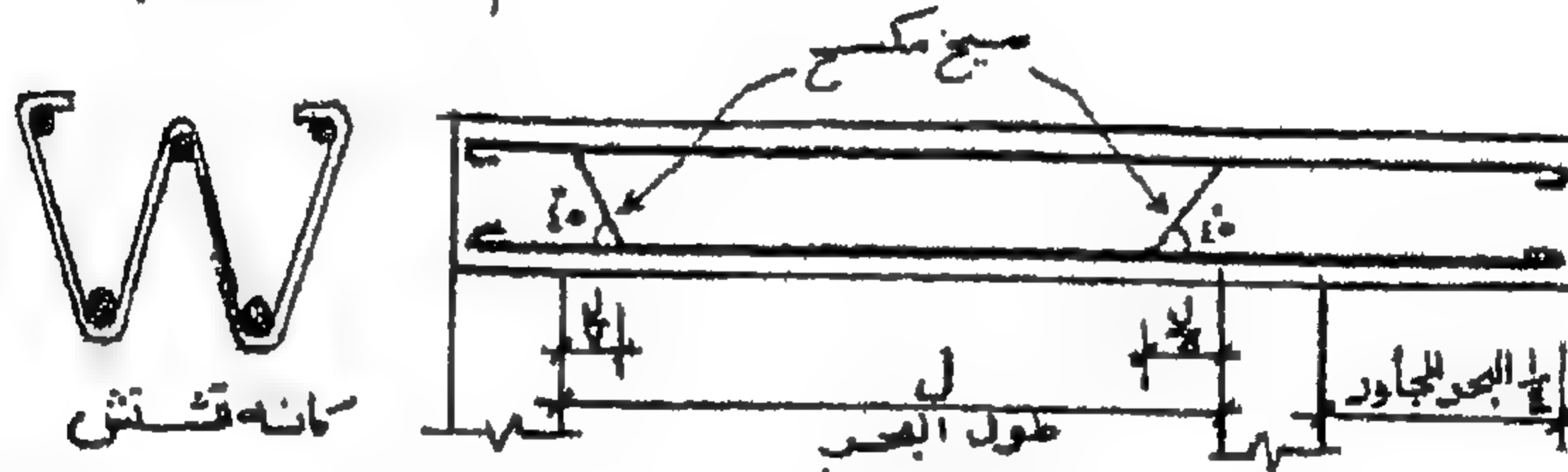
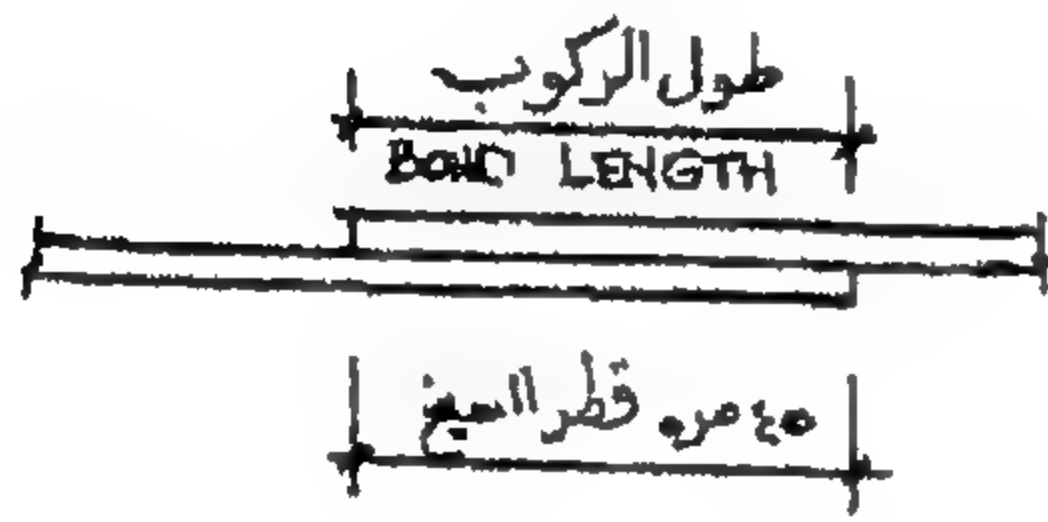
Allowable Stresses

Concrete strength and the corresponding allowable working stresses in
Kg/cm²

Concrete strength	120	160	180	200	225	250	275	300
Cube at 28 days f_{c28}	120	160	180	200	225	250	275	300
Prism at 28 days f_p	105	135	150	165	185	200	220	240
Axial comp. f_{co}	30	45	50	55	60	65	70	75
<u>Bending or comp. with big eccentricity</u>								
Slabs 8-10 cm f_c	30-35	40-45	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75
Slabs 10-12 cm f_c	30-35	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75	75-80
Slabs 12-20 cm f_c	35-40	50-60	55-65	60-70	65-75	70-80	75-85	80-90
Beams & Slabs deeper than 20 cm.	40	60	65	70	75	80	85	90
<u>Torsion or Shear</u>								
Without rft. in slabs	6	7	8	8	9	9	10	10
Without rft. in other members q_1	4	5	6	6	7	7	8	8
With reinforcement in all members q_2	14	16	17	18	19	20	21	22
<u>Torsion & Shear</u>								
Without reinforcement q_{t1}	5	7	8	8	9	9	10	10
With reinforcement q_{t2}	17	20	21	22	23	24	25	26
<u>Bond</u>								
Plain bars q_b	4	5	6	6	7	7	8	8
Deformed bars	6	7	8	8	9	9	10	10
<u>Steel:</u>								
1. Normal mild steel f_s	1200	1200	1400	1400	1400	1400	1400	1400
2. High tensile steel:	--	--	--	--	--	--	--	--
a. steel 52 slabs f_s	--	--	--	2000	2000	2000	2000	2000
or more beams f_s	--	--	--	1800	1800	1800	1800	1800
b. High grade steel with notches or deformed cold twisted steel	--	--	--	2200	2200	2200	2200	2200
beams f_s	--	--	--	2000	2000	2000	2000	2000

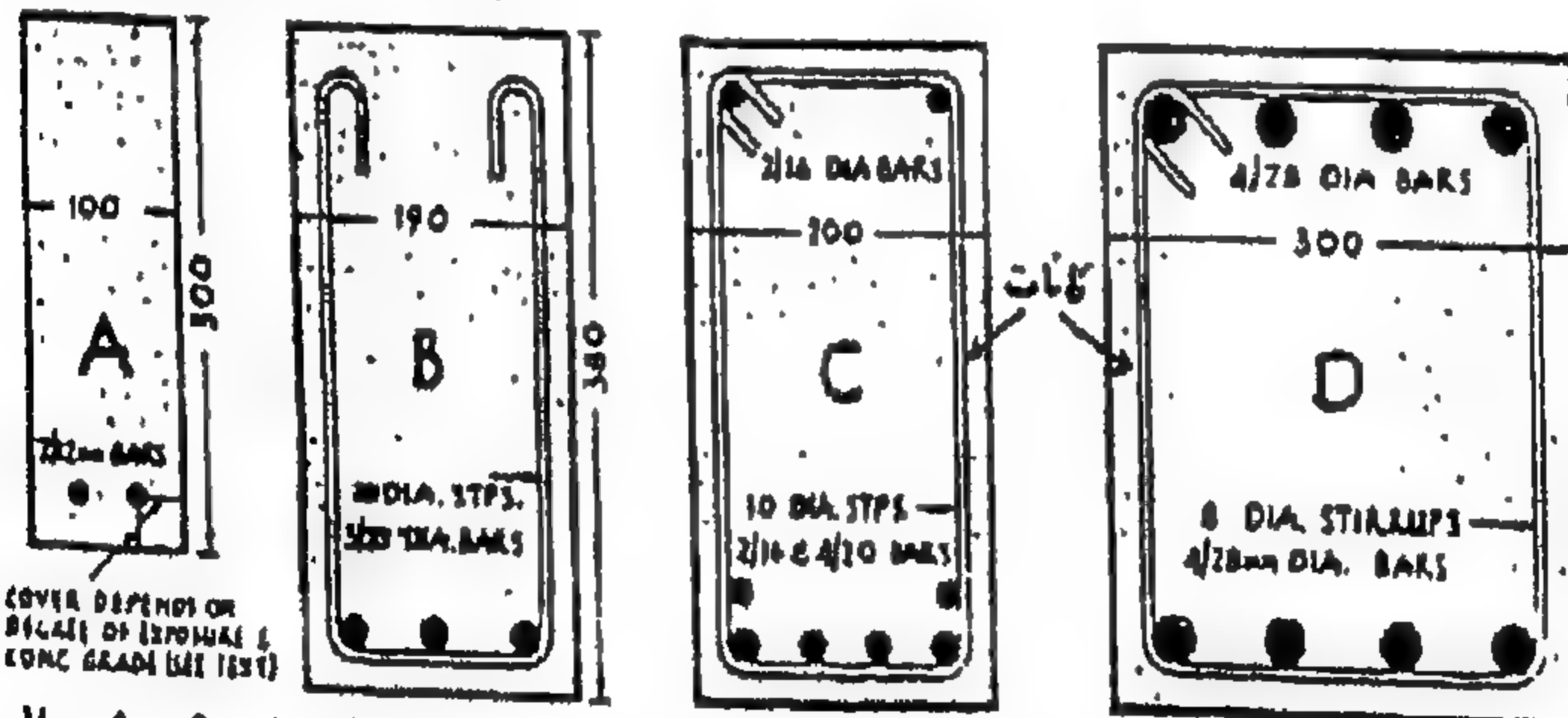


تسليج نطفي لنهايه الكمره الخرسانيه
(عرض الكمره يتراوح عموماً بين $\frac{1}{4}$ - $\frac{1}{3}$ عمقها)



DEPTHS OF BEAMS NORMALLY
VARY FROM $\frac{1}{12}$ TO $\frac{1}{16}$ TO $\frac{1}{20}$
OF THE SPAN OF THE BEAM

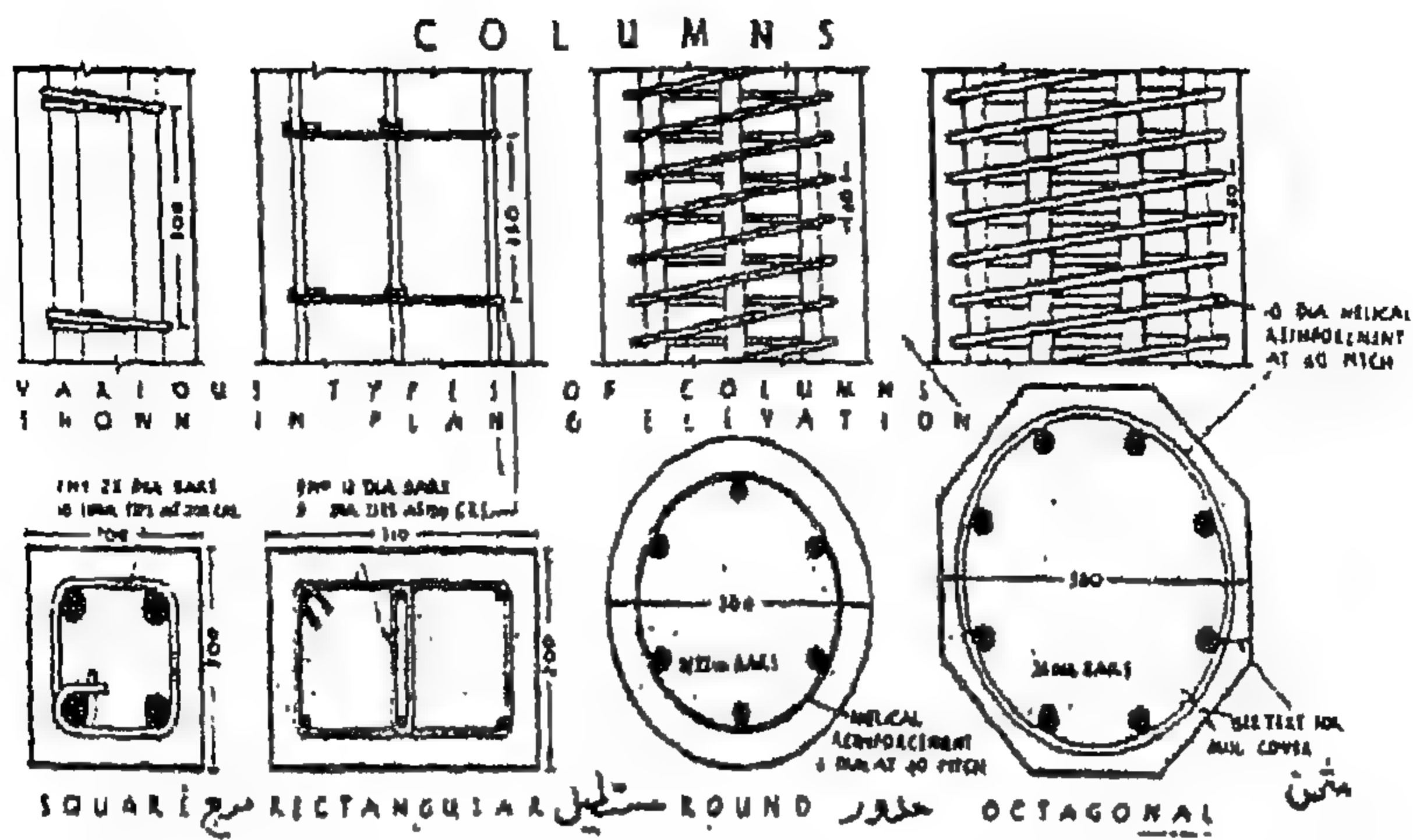
كمره يظهر فيها مسافات التسليج



V A R I O U S B E A M S E C T I O N S
A - SIMPLE BEAM. B - ECONOMIC BEAM. C - BEAM WITH
COMPRESSION STEEL. D - DOUBLE REINFORCED BEAM

كامة عادية لعدد 8 أسياخ كامة حاديه لعدد 8 أسياخ في كمره مستطيله
كامة حاديه لعدد 8 أسياخ في كمره مستطيله كامة حاديه لعدد 8 أسياخ في كمره مستطيله
كامة حاديه لعدد 8 أسياخ في كمره مستطيله كامة حاديه لعدد 8 أسياخ في كمره مستطيله

كمره من الخرسانة المسلحة وقطاعات مختلفة مبين بها حديد التسليج

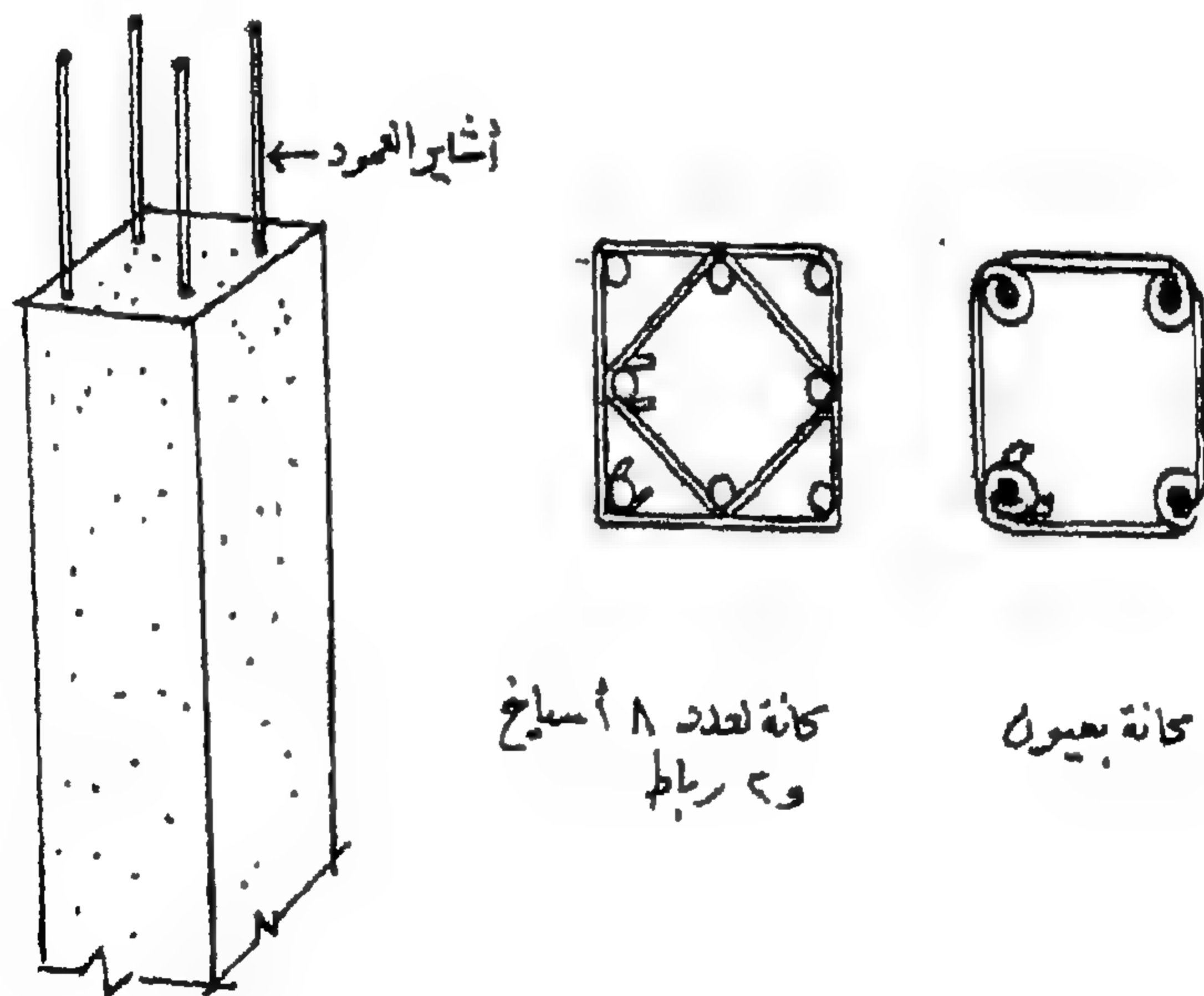


عمود مصلب به كائنه زنبورية
لعدد ٨ أسياخ

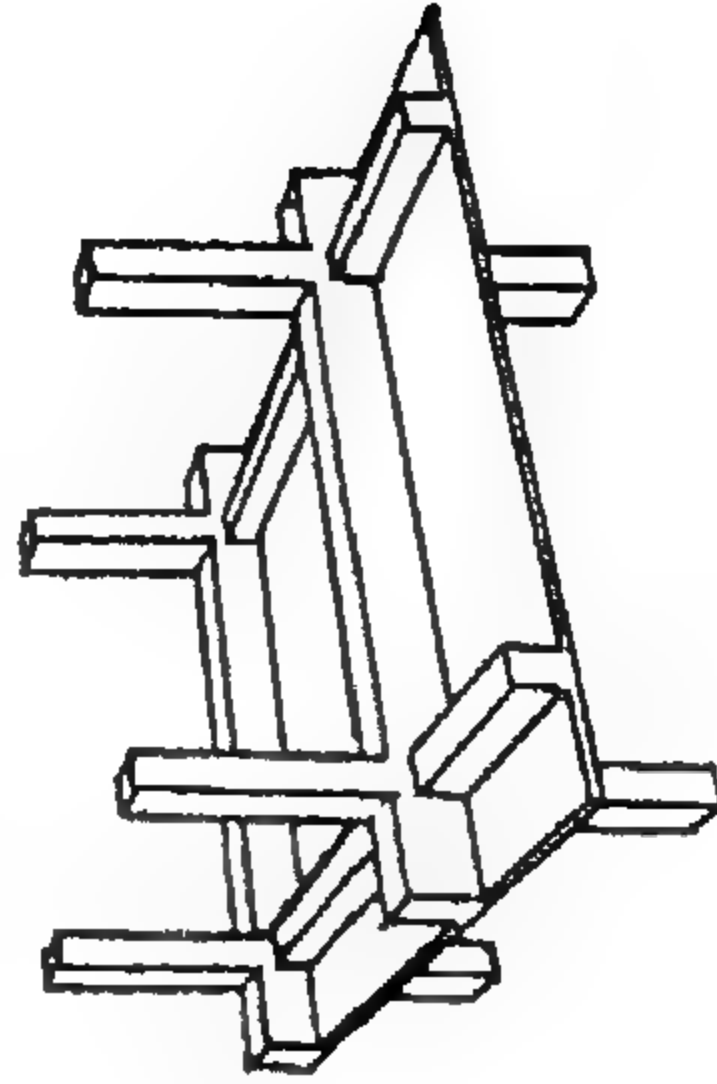
عمود دائري به
كائنه زنبورية
لعدد ٦ أسياخ

عمود مستطيل به
كائنه لعدد ٦ أسياخ
و ٤ رباط

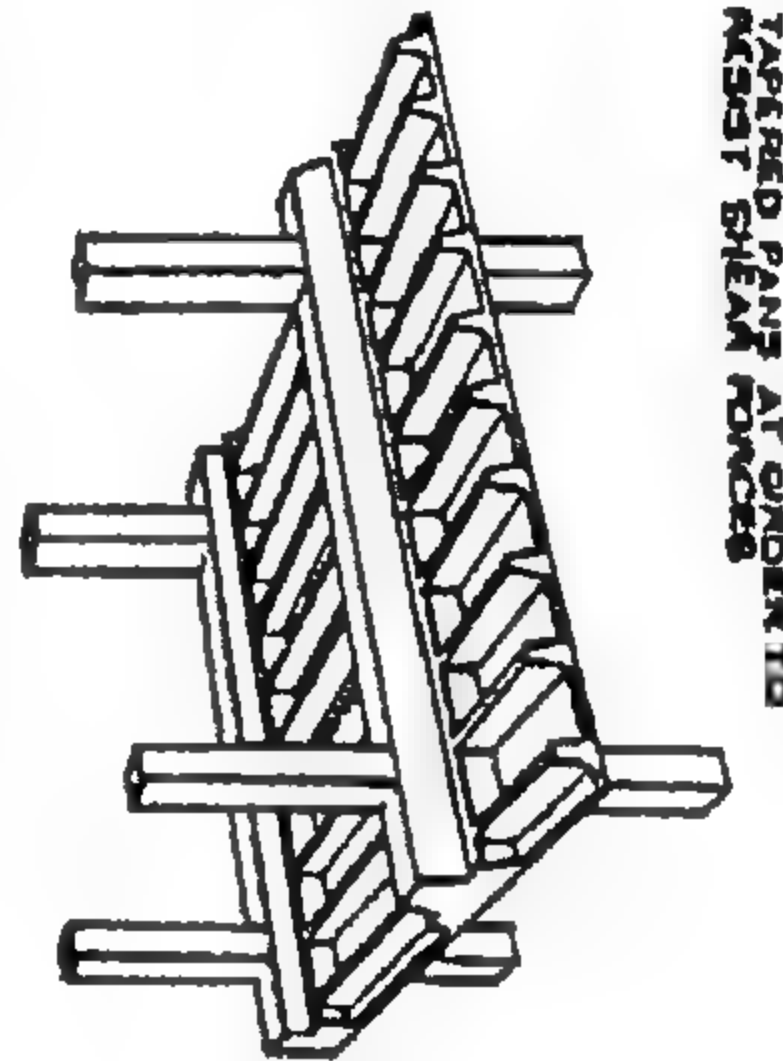
عمود مربع
به كائنه كاذبة



أشكال الأعمدة ونماذج للكانات وأربطتها

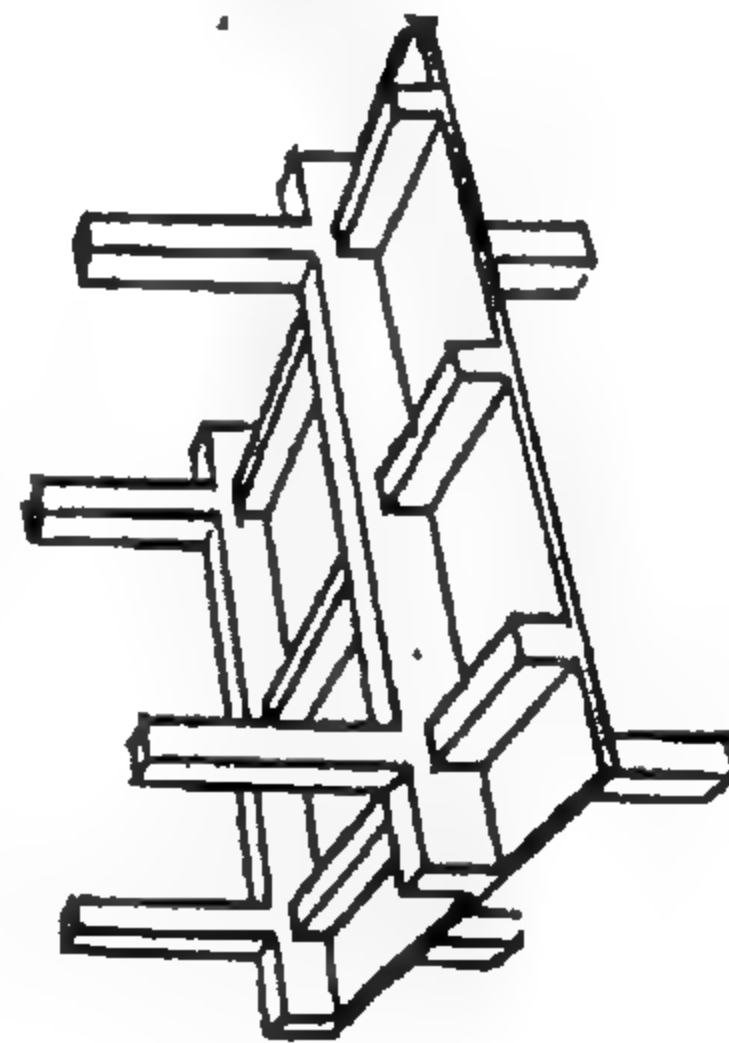


هـ - بلاطة ذات اتجاهين
TWO WAY SOLID SLAB

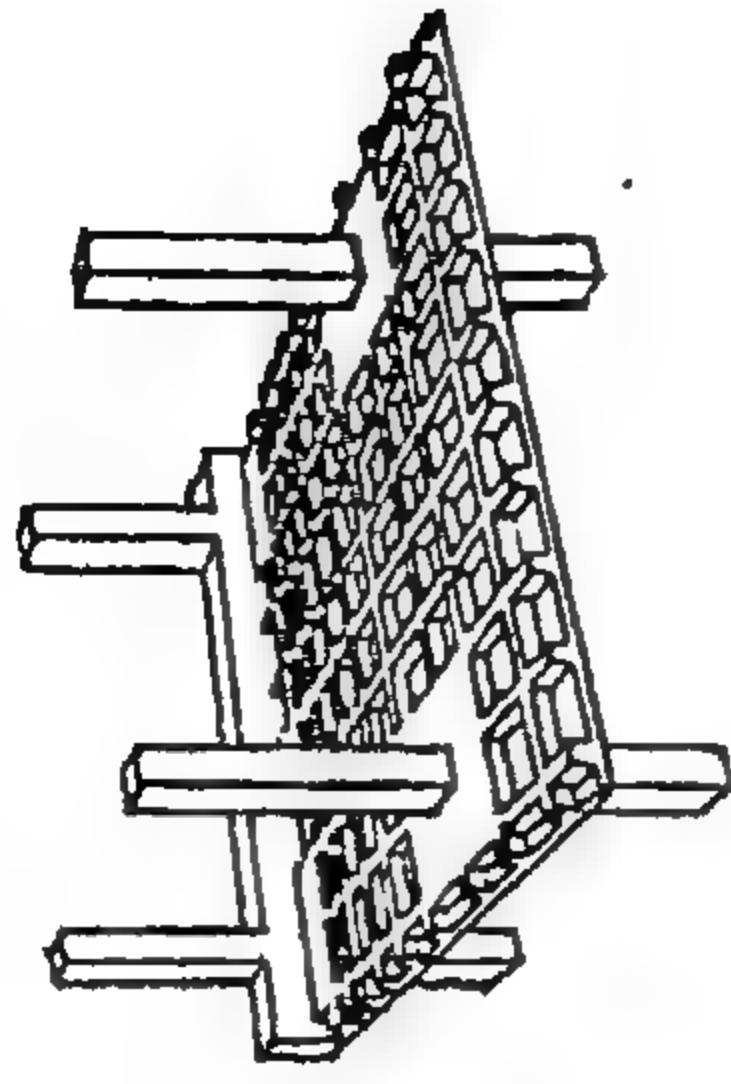


TAPERED PANEL AT CORNER TO
RESIST SHEAR FORCES

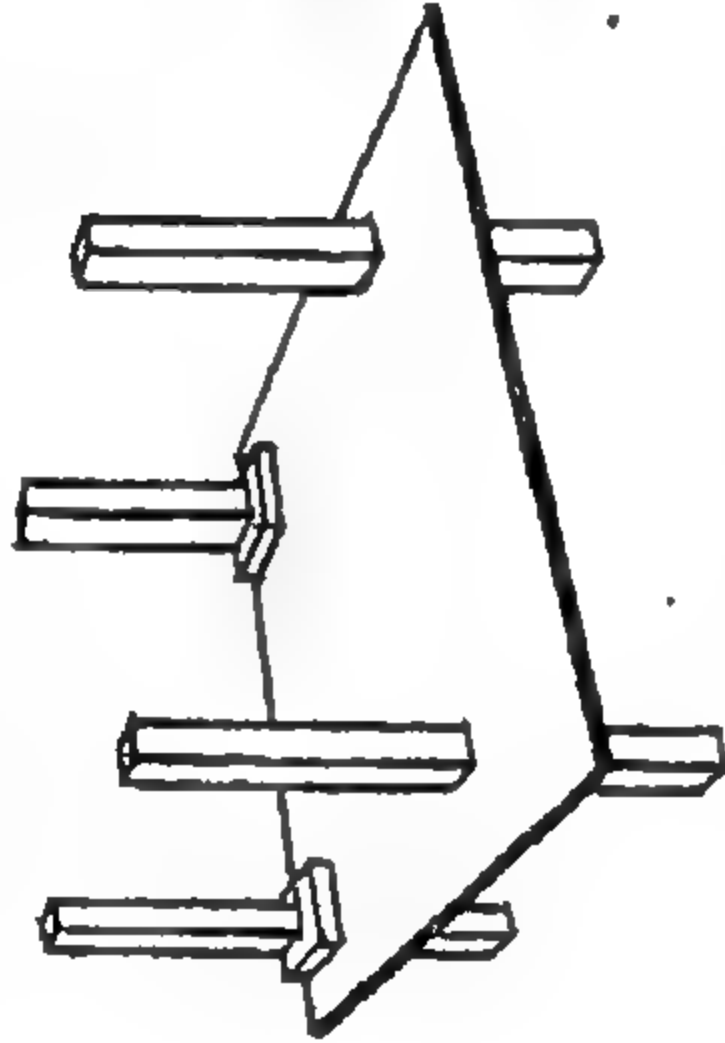
و - كورن ذات اتجاه واحد
ONE WAY JOISTS W/ BEAMS
(METAL PAN CONSTRUCTION)



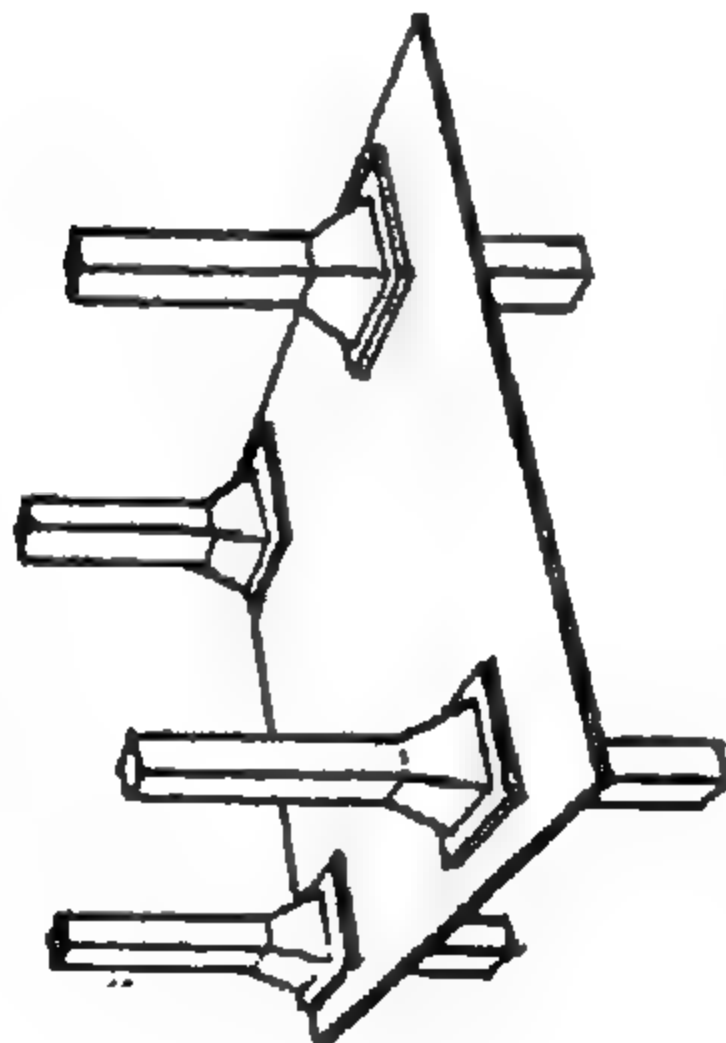
ز - بلاطة ذات اتجاه واحد
ONE WAY SOLID SLAB
(انصبور على المسافة بين العمودين)



ح - بلاطة داخل
TWO WAY JOISTS WITHOUT BEAMS
(WAFFLE PLAT PLATE CONSTRUCTION)



ط - بلاطة لوح مستوي
FLAT PLATE



ي - البلاطة المسطحة
FLAT SLAB

نظم اتصال الأعمدة بالأسقف (البلاطات) الخرسانية المسلحة

المراجع العربية

- 1- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار (1982) هندسة تخطيط المنشآت الزراعية- قسم الهندسة الزراعية- كلية الزراعة- جامعة الإسكندرية.
- 2- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار (1984) تخطيط المنشآت الزراعية قسم الهندسة الزراعية - كلية الزراعة - جامعة الإسكندرية الأسكندرية - مصر
- 3- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار 2003 المباني الزراعية وتطبيقات الطاقة الشمسية. قسم الهندسة الزراعية - كلية الزراعة - جامعة الإسكندرية - الإسكندرية مصر
- 4- دكتور مهندس/ فاروق عباس حيدر (2006) الموسوعة الحديثة فى تكنولوجيا تشييد المباني- منشأة المعارف بالإسكندرية.
- 5- دكتور مهندس/ أمين على إبراهيم (1967) تخطيط المباني الزراعية الحديثة. مكتبة ومطبعة الشعب بالإسكندرية.
- 6- مهندس استشاري/ خليل إبراهيم واكد (2004) الدليل الإنشائي لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة. دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع 50 ش الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة.
- 7- أ. سيجالوف ، س. سترونجن (1973) الخرسانة المسلحة. ترجمة المهندس دكتور/ داود سليمان كرومى المنير - دار مير للطباعة والنشر الاتحاد السوفيتى - موسكو.

- 8- مهندس/ حسين زهدى (1933) المنشآت الهندسية وجداولها العلمية.
- 9- أ.د. مصطفى السيد شحاتة، أ.د. / إبراهيم على الدرويش
د./ عبد الوهاب محمد محمد عوض 1985 . مواد البناء كلية
الهندسة (قسم الهندسة الإنشائية) - جامعة الإسكندرية - الإسكندرية
- مصر.

المراجع الإنجليزية

- 1- Dr. Eng. Amin Aly Ibrahim and Dr. Tarek Zin El-Abedin. 1995. Fundamentals for Farm Structures Design. Faculty of Agriculture, Alexandria University
- 2- Midwest Plan Service Structures and Environment Handbook, 1976. Iowa State University, Ames, Iowa 50011.
- 3- Noel J. Everard and John L. Tanner 1966. Theory and Problems of Reinforced Concrete Design. Schaum's Outline Series, Mc Graw-Hill Book Company, New York.
- 4- Douglas Fir Use Book 1964, Structural data and design tables, Published by Westren wood products Association, Portland, Oregon, U. S. A.
- 5- I.E. Korish 1984 " Reinforced Concrete Design" Solved Examples, Faculty of Engineering, Alexandria University.
- 6- Manual of Steel Construction. 1973. American Institute of Steel Construction, Inc. Seventh Edition, New York, N.Y. 10020..

- 7- Zaghloul E.R.E. 1984. Reinforced Concrete fundamentals. Solved Problems, Faculty of Engineering, Alexandria University.
- 8- Gouda, M.A.; M.A. Helmy and I.E. Korish. 1975. Design of Reinforced Concrete Structures. The General Egyptian Book Organization.
- 9- Badir, M. Theory of Structures. A note book given to students of Faculty of Engineering, Alexandria University.
- 10- Charles G. Salmon and John E. Johnson, 1971. "Steel Structures Design and Behavior", Intext Educational Publishers., New York, N.Y., 10019
- 11- Jack C. McCorma 1975. Structural Analysis. Harper and Row, Publishers, Inc, New York, U.S.A.
- 12- Mario Salvadori and Robert Heller. 1975. Structure in Architecture. Prentice-Hall, INC. Englewood Cliffs, New Jersey, U.S.A.
- 13- Linton E. Grinter 1949. Theory of Modern Steel Structure. The Macmillan Company, New York, U.S.A.
- 14- American Concrete Institute Code (ACIC) 1936.

الحمد لله

مكتبة بستان المعرفة
طباعة ونشر وتوزيع الكتب
كفر النور - الحدائق - امام ابراج العنبراني
٠١٢١١٤١٢٢٧ - محمول ٠٤٥/٢٢١١٤٦٨ - ٣٣



أ.د / عزت عبد النعم محمد عبد الغفار

- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار أستاذ تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية- قسم الهندسة الزراعية- كلية الزراعة- جامعة الإسكندرية.
- حصل على البكالوريوس الخاص في الهندسة الزراعية 1966- جامعة الإسكندرية.
- حصل على الماجستير في هندسة التصنيع الغذائي والزراعي 1974 من جامعة الإسكندرية.
- حصل على الدكتوراه في تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية ديسمبر 1980 من جامعة ولاية أيوا إيمز - بالولايات المتحدة الأمريكية.
- رئيس مجلس قسم الهندسة الزراعية- جامعة الإسكندرية في الفترة من 15 ديسمبر 1996 إلى 14 ديسمبر 1999.
- رئيس مجلس قسم الهندسة الزراعية- جامعة الإسكندرية في الفترة من 6 مارس 2003 إلى 31 يوليو 2005.
- مسئول فرع الميكنة الزراعية- جامعة صنعاء- اليمن 1990 - 1992.
- عضو اللجنة العلمية الدائمة للأساتذة في الهندسة الزراعية المدة من 2003 إلى 2006.
- عضو اللجنة العلمية الدائمة للأساتذة في الهندسة الزراعية المدة من 2006 إلى 2008.
- عضو اللجنة العلمية الدائمة للهندسة الزراعية- جامعة الأزهر المدة من 2008 إلى الآن.
- حصل على جائزة التأليف العلمي عن مرجع "هندسة تخطيط المنشآت الزراعية" 1987 من وزارة الزراعة .
- حصل على جائزة كيشيدا اليابانية للأبحاث المتميزة أكتوبر 2002.
- عمل أستاذ بجامعة صنعاء - صنعاء - اليمن الفترة من 1990 - 1992 .
- قام بنشر أبحاث علمية في التخصص وله العديد من الكتب والمراجع العلمية.
- عضو الجمعية المصرية للهندسة الزراعية منذ عام 1980.
- قام بتخطيط مشروعات استثمارية لمزارع وأبنية الانتاج الحيواني.
- شارك في تطوير وتحديث برامج الهندسة الزراعية بجامعة الأزهر والإسكندرية
- شارك في العديد من المشروعات البحثية مثل مشروع تجفيف وتخزين الأرز القش ومشروع الآثار الاجتماعية والاقتصادية لكهربية الريف ومشروع استخدام الطاقة الشمسية في ضخ المياه ومشروع تصنيع فول مصر و(المرحلة الثانية). والمشروعات الأمريكية لدعم كلية الزراعة بجامعة صنعاء.
- شارك في العديد من رسائل الماجستير والدكتوراه لطلبة الدراسات العليا.



مكتبة
المعرفتان
بإسكندرية